

2019 年度 修士論文

鉄筋コンクリート梁部材の降伏以後の変形性能評価に関する研究

首都大学東京大学院 建築学域

17886444 胡 文靖

指導教員 北山 和宏

目次

第一章 研究概要

1.1 先行研究	1
1.2 研究目的	2

第二章 鉄筋コンクリート造梁部材に関する実験

2.1 実験目的	3
2.2 実験概要	3
2.2.1 試験体の概要	
(1) 試験体の形状	3
(2) 配筋	3
(3) 試験体の製作	3
2.2.2 実験方法	
(1) 加力方法	9
(2) 測定方法	9
2.2.3 材料特性	
(1) コンクリート	19
(2) 鉄筋	23
2.2.4 準備計算	29

第三章 実験結果及び考察

3.1 ひび割れ状況	41
3.2 かぶりコンクリート圧壊時の判定	45
3.3 各部材の復元力特性	53
3.4 破壊モードおよび変形成分	69
3.5 梁主筋ひずみ分布	73
3.6 梁主筋の付着応力度	93

第四章 梁各変形成分の推移およびかぶりコンクリート圧壊時梁部材角の評価法の提案

4.1 梁各変形成分の定義と分解方法	97
4.2 分解した梁各変形成分の推移	103
4.3 かぶりコンクリート圧壊時の梁部材角の評価法の提案	109
4.4 まとめ	113

第五章 結論

5.1 研究の結論	119
5.2 今後の課題と展望	120

付録

付 1 参考文献

付 2 試験体の詳細図面

第一章 研究概要

1.1 先行研究

近年、建物の耐震設計を性能規定化する働きが活発化しており、鉄筋コンクリート梁部材の耐震性能評価について、2004年に日本建築学会から刊行された「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説」¹⁾は、RC梁部材の主筋降伏やかぶりコンクリート圧壊等の各種限界状態に対応する変形性能評価手法の一例を示した。

そこでは『梁主筋降伏時』と『かぶりコンクリート圧壊時』の各々の変形性能を (a) 曲げ変形、(b) せん断変形、(c) 梁主筋の柱梁接合部からの抜け出しによる付加変形、(d) ひずみシフト変形の4つに分解して算出する手法を提案している。なお (d) ひずみシフト変形とは、梁部材のひび割れや主筋に沿った付着劣化による付加変形である。

この中で『梁主筋降伏時』の変形性能の評価手法は、計算値と実験結果との比較などによって、多くの検証がなされている。

しかしそれ以降の『かぶりコンクリート圧壊時』の変形性能の評価手法は『梁主筋降伏時』の変形性能の評価手法を踏襲したものであり、この手法について論理的・実験的な検証は殆ど行われていない。

その後、鈴木・北山の研究²⁾は梁部材のかぶりコンクリート圧壊時の新しい変形性能評価手法を提案した。その中で、梁変形を (A) ヒンジ領域のせん断変形、(B) 危険断面での梁主筋の抜け出しに寄与する、柱梁接合部の中央での梁主筋滑りによる回転変形、(C) 柱梁接合部の中央から危険断面までの梁主筋の伸び量と梁ヒンジ域での梁主筋の伸び量とが危険断面でのひび割れ開口に集中すると仮定したとき、これによって生じる回転変形、及び

(D) 非ヒンジ領域の弾性曲げ変形、の4つの成分に分解して、かぶりコンクリート圧壊時梁部材角を評価する。

1.2 研究目的

最大耐力時の梁部材評価法が提出したが、既往の試験体の梁部材復元力特性曲線を検討して、最大耐力時と梁かぶりコンクリート圧壊時は不一致であった。その中で、最大耐力時および梁かぶりコンクリート圧壊時での梁部材変形性能に大きく影響する変形成分（例えば、接合部中央での梁主筋の滑り量等）は急激に変わった。

そして、最大耐力時と梁かぶりコンクリート圧壊時を分けて、梁かぶりコンクリート圧壊時を注目点として検討する。

前述したように、現在までに梁主筋降伏以降の変形性能に関する研究は殆ど行われておらず、鈴木・北山の提案²⁾の検討も殆ど行われていない。

王ら³⁾⁴⁾が行った、梁主筋とシアスパンを実験変数とした平面十字型柱梁部分架構の水平加力実験および今回行った実験より得られた結果から、主筋降伏以降の梁変形を4つの変形成分に分解し、主筋降伏以降（かぶりコンクリート圧壊時まで）の梁変形の構成成分の推移を明らかにする。また鈴木・北山の提案²⁾の検討を行う。

本研究では梁主筋降伏強度を変数として新たに十字形柱梁部分架構の実験を行い、既往の実験結果²⁾³⁾⁴⁾も適宜利用して、柱梁接合部中央での梁主筋の滑り量の評価法及び接合部内梁主筋のひずみ分布を新たに提示する。鈴木・北山の提案²⁾にこの成果を組み込むことでかぶりコンクリート圧壊時の変形性能評価手法を提案する。

第2章 鉄筋コンクリート造梁部材に関する実験

2.1 実験目的

鉄筋コンクリート梁部材の耐震性能評価について、2004年に日本建築学会から刊行された「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説」¹⁾は、RC梁部材の主筋降伏やかぶりコンクリート圧壊等の各種限界状態に対応する変形性能評価手法の一例を示した。その後、鈴木・北山の研究²⁾は梁部材のかぶりコンクリート圧壊時の新しい変形性能評価手法を提案した。その中で、梁変形を（A）ヒンジ領域のせん断変形、（B）危険断面での梁主筋の抜け出しに寄与する、柱梁接合部の中央での梁主筋滑りによる回転変形、（C）柱梁接合部の中央から危険断面までの梁主筋の伸び量と梁ヒンジ域での梁主筋の伸び量とが危険断面でのひび割れ開口に集中すると仮定したとき、これによって生じる回転変形、及び（D）非ヒンジ領域の弾性曲げ変形、の4つの成分に分解してその推移を検討した。4つの変形成分については4章で詳述する。本研究では梁主筋降伏強度を変数として新たに十字形柱梁部分架構の実験を行い、既往の実験結果²⁾³⁾⁴⁾も適宜利用して、柱梁接合部中央での梁主筋の滑り量の評価法及び接合部内梁主筋のひずみ分布を新たに提示する。鈴木・北山の提案²⁾にこの成果を組み込むことでかぶりコンクリート圧壊時の変形性能評価手法を提案する。

2.2 実験概要

2.2.1 試験体の概要

（1）試験体の形状

表 2.1 に試験体諸元、図 2.1 および図 2.2 に試験体の配筋と寸法を示す。今回実験を行った試験体 H-1、H-2 では梁主筋降伏強度を変数とした。試験体は全て縮尺約 1/2 の平面十字形柱梁部分架構で、柱断面サイズは 350mm×350mm で共通である。試験体 H-1、H-2 の梁断面は 400×250mm である。試験体 H-1、H-2 の柱軸力は圧縮一定 700kN（軸力比 0.10）とした。柱芯から梁端支持点までを 1600mm、梁芯かた上柱加力点および下柱支持点までをそれぞれ 1200mm である。

（2）配筋

試験体 H-1、H-2 の梁主筋は USD590B の D19（H-1）及び SD345 の D19（H-2）を配筋した。いずれの試験体も梁には 2-D10@100（SD345）のせん断補強筋を配筋した（せん断補強筋比 0.57%）。接合部は横補強筋として 2-D10（SD345）を 3 組で配筋した。

（3）試験体の製作

試験体はアシス株式会社（茨城県稲敷市）に製作した。補強筋の折り曲げ寸法は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説に従った。型枠にはコンクリート型枠用合板を用いた。鉄筋は番線により結束した。柱下端に鋼板を取り付け柱主筋と溶接し、梁配筋したものを取り付け、梁端部に鋼板を取り付け梁主筋と溶接し、接合部および上柱の補強筋を組み、柱上端に鋼板を取り付け柱主筋と溶接した。鉄筋に貼り付けたひずみゲージのリード線は補強筋にはわせ、梁下

面および柱下面より取り出した。

試験体のコンクリート打設は 2018 年 12 月 5 日にアシス株式会社に行った。打設は柱上端から行い、立て打ちとした。試験体の養生は打設した後にコンクリート露出部をビニールで覆い、屋内で行った。打設から 7 日後に脱型した。

表 2.1 試験体諸元

試験体名		H-1	H-2
軸力		700kN（軸力比0.10）	
梁	梁断面,mm	400×250	
	主筋(上下とも)	3－D19(USD590B)	3－D19(SD345)
	あばら筋	2－D10@100	
	シアスパン比	3.99	
柱	柱断面,mm	350×350	
	主筋	12－D25(SD490)	12－D22(SD345)
	帯筋	2－D10@100	
接合部横補強筋		2－D10@100、3sets	

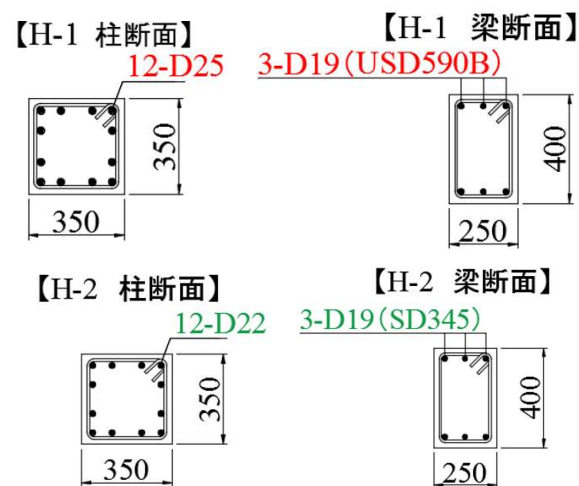
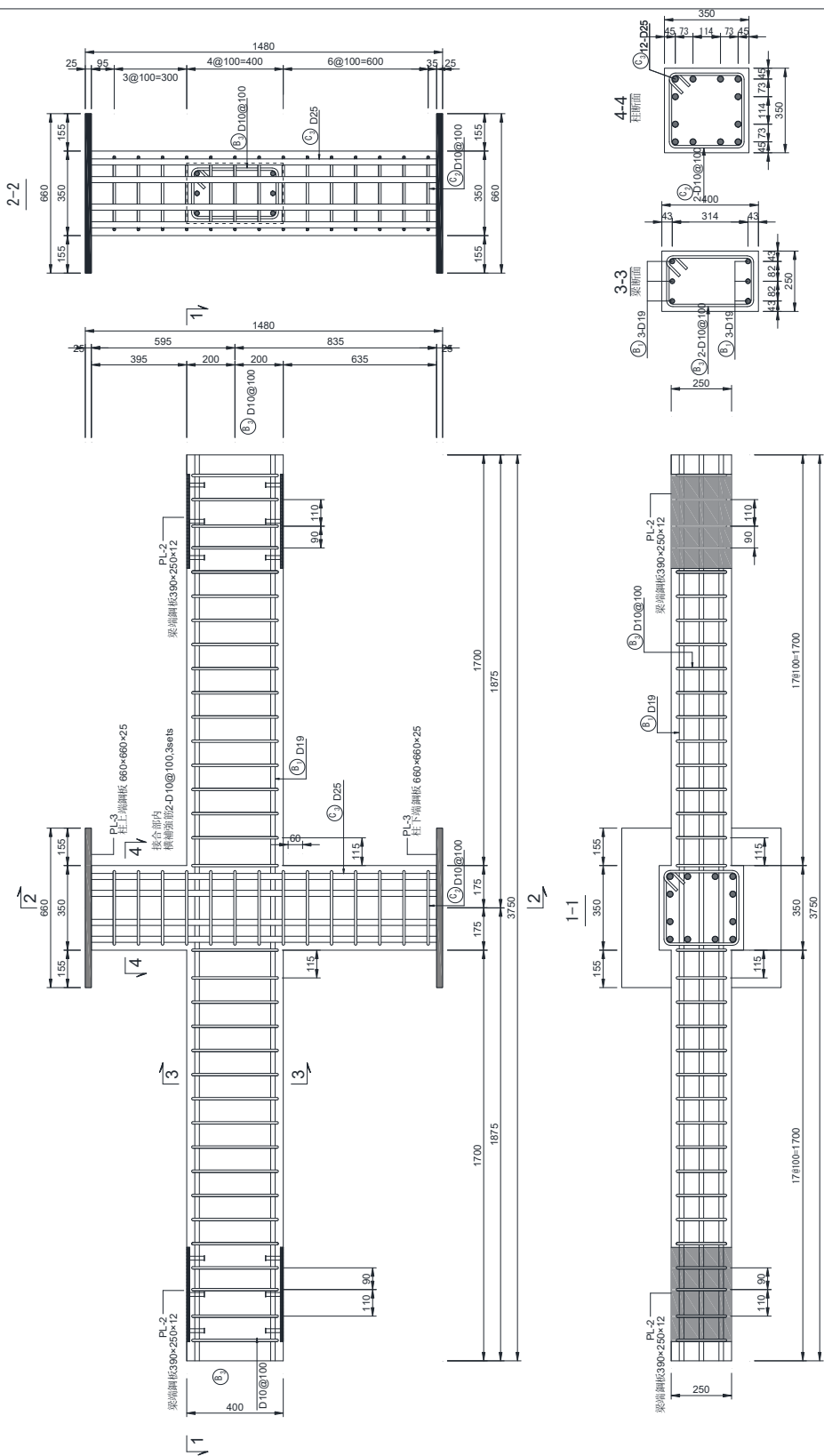


図 2.1 柱・梁断面

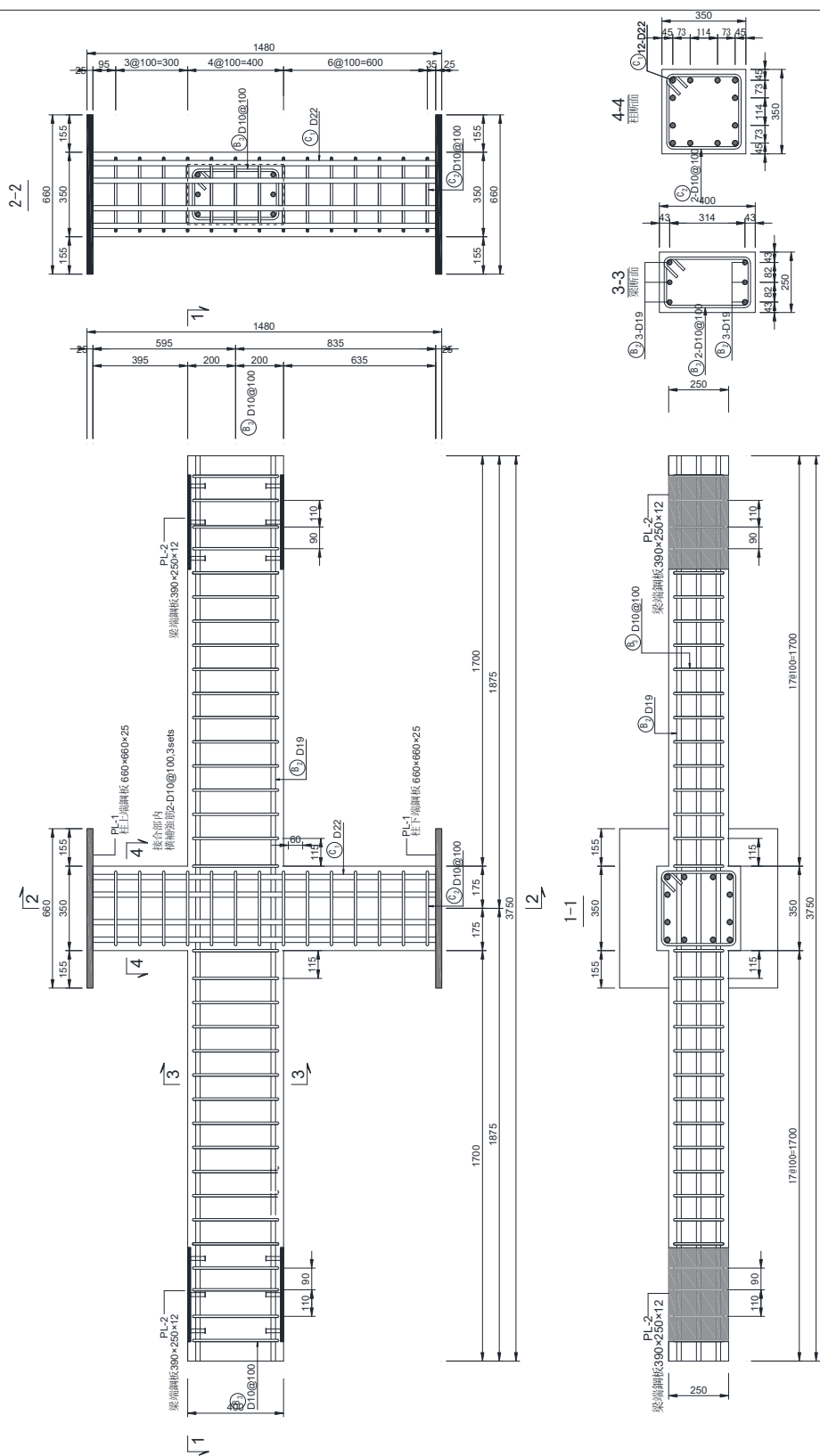
試験体H1配筋図



柱	柱主筋: 12D25(SD400)	梁	梁主筋: 上端: 3D19(USD500B) 下端: 3D19(USD500B)	コンクリート圧縮強度: 55N/mm ²	設計月日	2018年10月30日	図面名称	試験体H1配筋図
接合部	補強筋: 2D10@100(SD345) 3sets	梁	梁主筋: スターラップ 2D10@100(SD345)					首都大学東京 都市環境科学研究科 建築学域 北山研究室

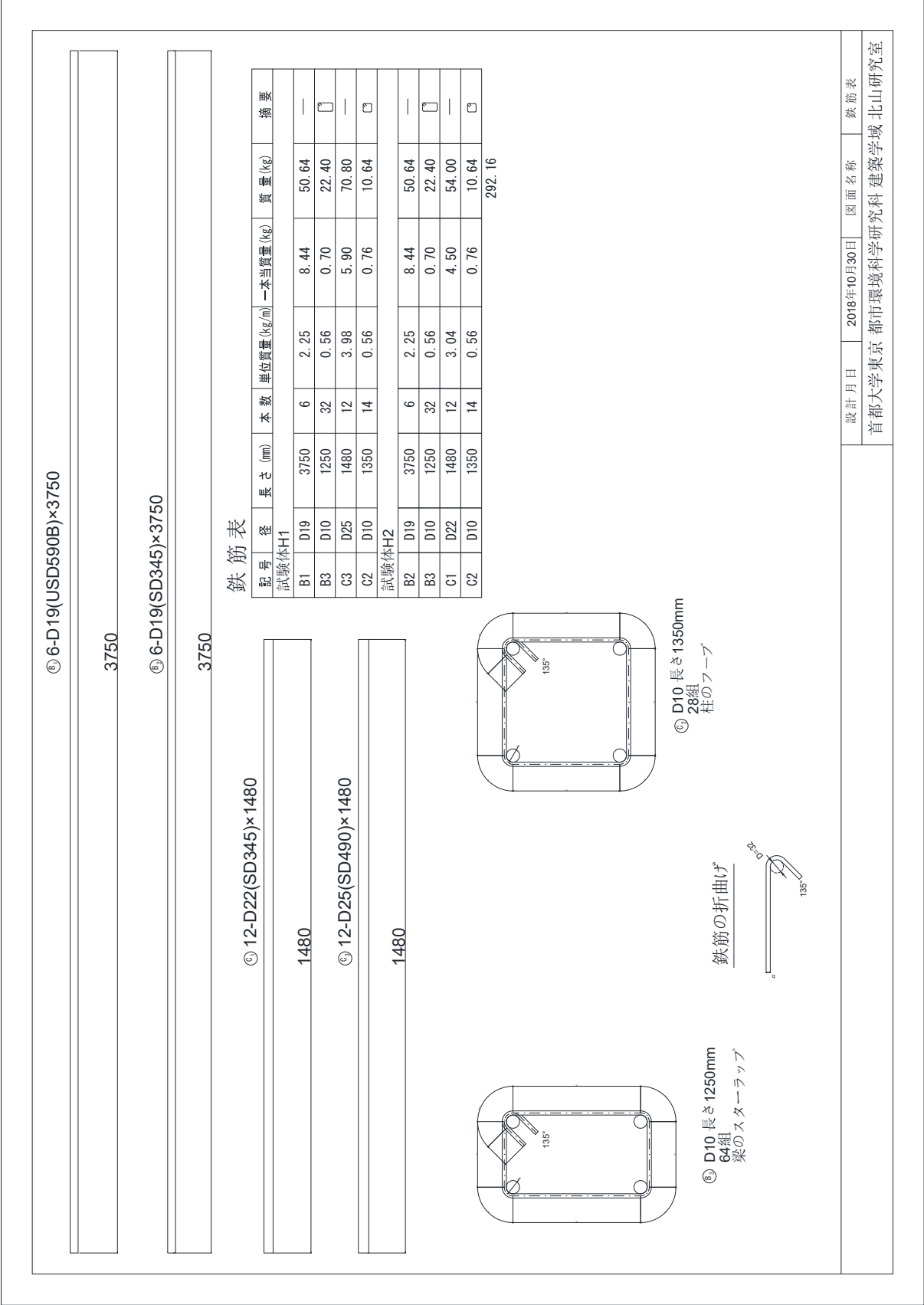
図 2.2 (a) 試験体 H-1 の配筋詳細

試験体H2配筋図



柱	柱主筋: 2-D22(SD345)	梁	梁主筋: 上端: 3-D19(SD345) 下端: 3-D19(SD345)	コンクリート圧縮強度: 55N/mm ²	図面名称	試験体H2配筋図
接合部	補強筋: 2-D10@100(SD345) 3sets	梁	梁主筋: 上端: 3-D19(SD345) 下端: 3-D19(SD345)		設計月日	2018年10月30日
		梁	梁主筋: 上端: 3-D19(SD345) 下端: 3-D19(SD345)			首都大学東京 都市環境科学研究科 建築学域 北山研究室

図 2.2 (b) 試験体 H-2 の配筋詳細



2.2.2 実験方法

(1) 加力方法

図 2.3 に加力装置、図 2.4 に加力履歴を示す。試験体の梁両端はローラー支持、下柱はピン支持とし、上柱加力点には 3 軸 1 点クレビスを介して、東西方向、南北方向、鉛直方向の 3 基のジャッキを取り付けた。南北方向のジャッキは面外転倒防止用である。また、試験体には図のように面外回転防止用のパンダグラフを取り付けた。鉛直ジャッキは荷重制御、東西ジャッキと南北ジャッキは変位制御とした。鉛直ジャッキで柱に軸力比約 0.10 (700kN) の一定圧縮軸力を導入した後、東西方向に層間変形角 0.25% を 1 サイクル、0.5% を 2 サイクル、1、1.5、2、3、4% を 3 サイクルずつ繰返し載荷後、5% まで押切とする正負交番繰返し載荷を行った。

(2) 測定方法

上柱に加える水平力と鉛直力、梁両端に加わるせん断力はロードセルにより測定する。ロードセル、変位計、ひずみゲージの出力はスイッチボックス (SHW-50D)、データロガー (THS-1100) を介して、パーソナルコンピュータに取り込み、プログラム (Visual LOG) を使用してそのデータシートに測定データを記録した。

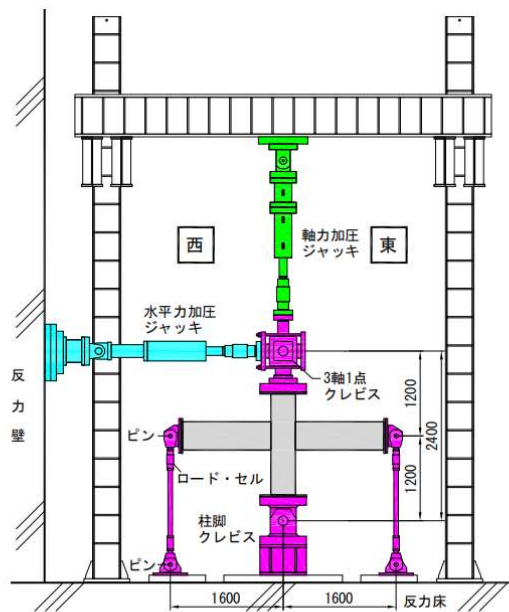
表 2.2 にロードセルと変位計の一覧、図 2.5 に変位計取り付け位置を示す。表 2.3 と図 2.5 の番号は対応する。試験体の柱梁接合部内梁主筋中央にネジ棒を溶接し、直近のコンクリートに対する移動量を変位計で測定し、梁主筋の滑り量とした。滑り量の測定方法は図 2.6 に示す。

図 2.7 にひずみゲージ貼り付け位置を示す。ひずみゲージが同じ箇所に 2 枚貼ってあるものはその 2 枚の出力の平均をその点でのひずみとした。

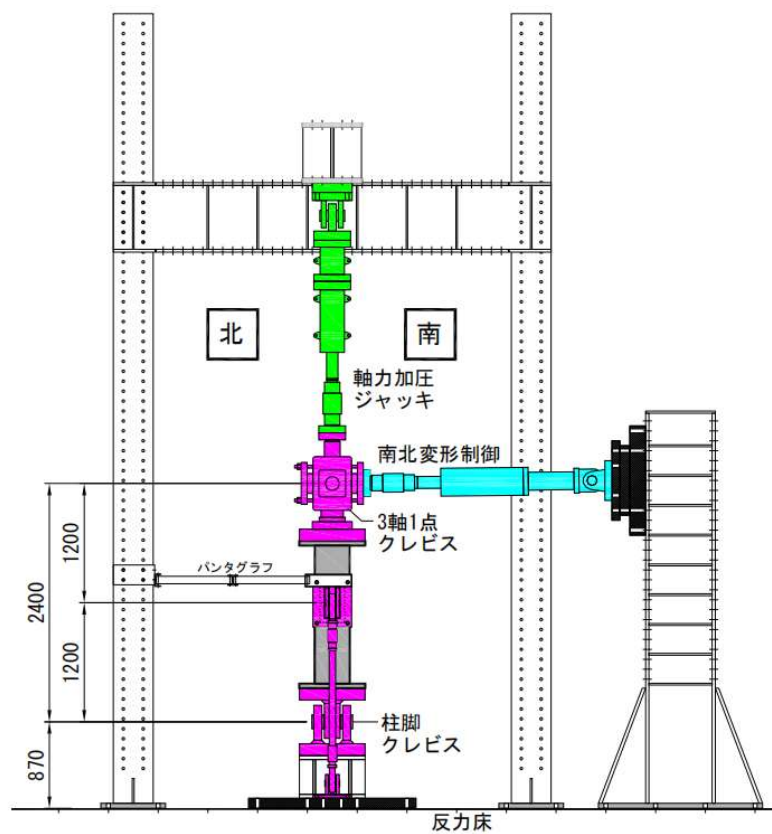
実験の最中はディスプレイに変位計の出力、ひずみゲージの出力、その他必要に応じて計算処理した値、荷重－変形関係等のグラフを表示し、これらを見ながら加力を行った。

ひび割れは試験体の南面、柱東西面、梁上下面を観察した。加力前の初期ひび割れは黒い点線、実験開始後の各加力ステップで、正載荷のひび割れは黒い実線、負載荷のひび割れは赤い実線で試験体に直接書き込んだ。各加力サイクルのピーク時に各面のひび割れ状況のスケッチと写真撮影を行った。

各層間変形角の第 1 サイクル正載荷のピーク時と除荷時に梁部材の梁主筋位置と梁の上下端のひび割れ幅をマイクロスコープで計測した。危険断面のひび割れ幅をクラックスケールで計測した。



南側立面



西側立面

図 2.3 (a) 加力装置 (立面)

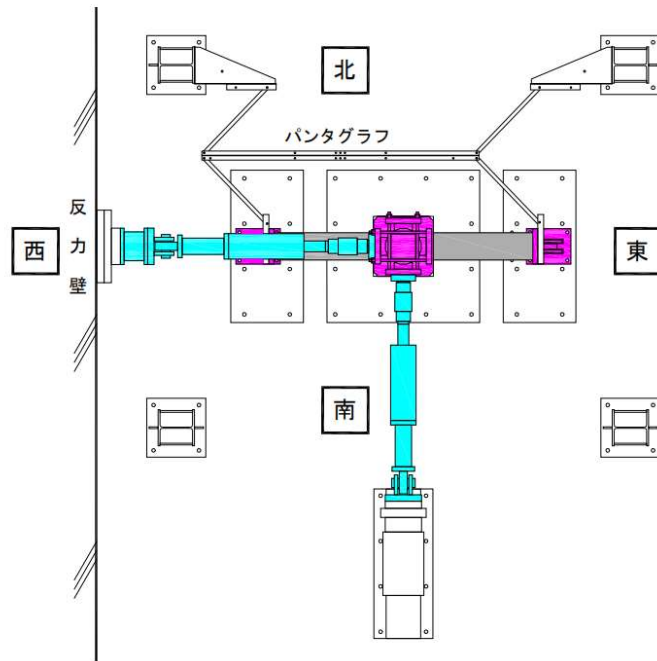


図 2.3 (b) 加力装置 (平面)

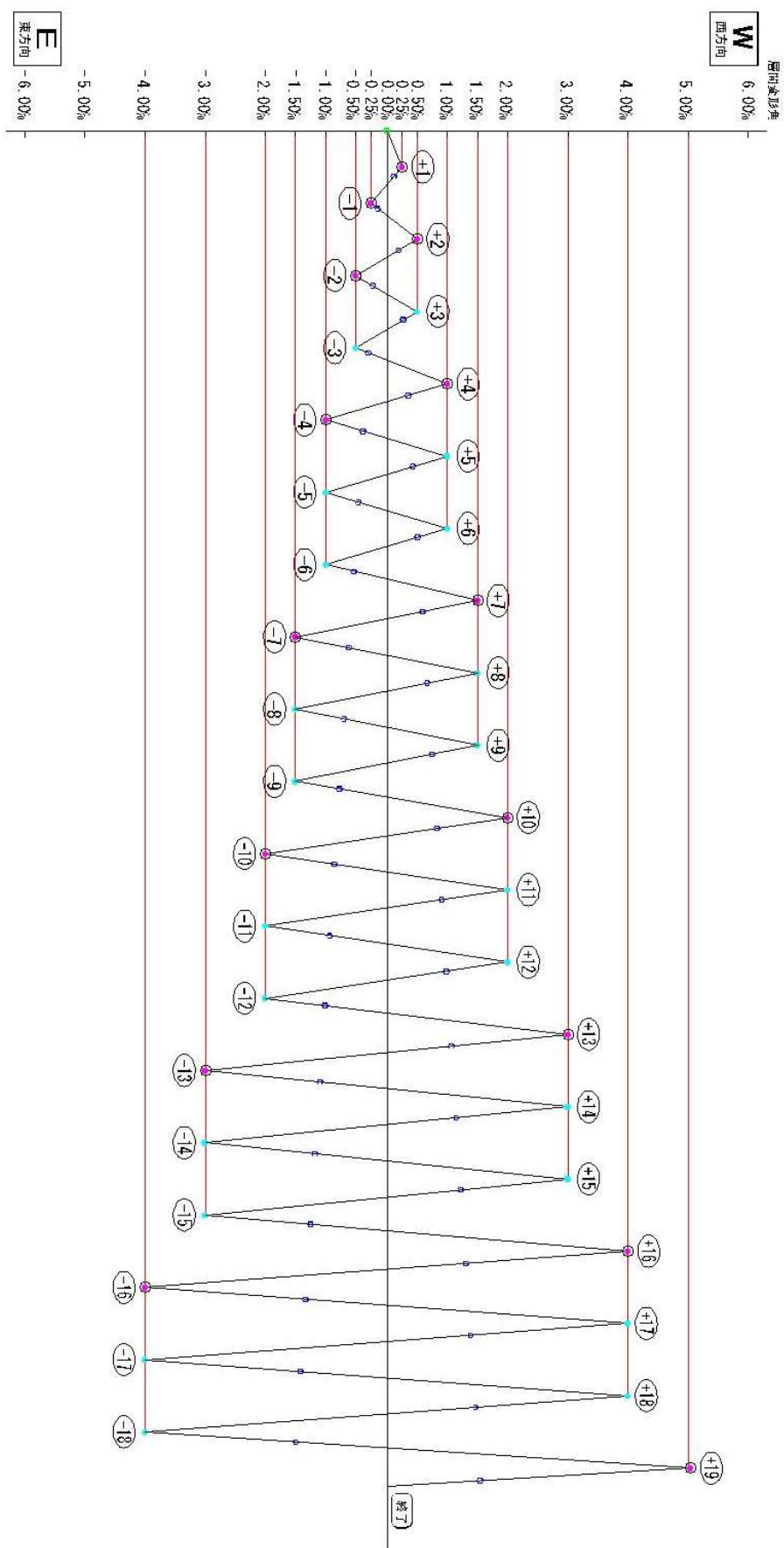


図 2.4 加力計画

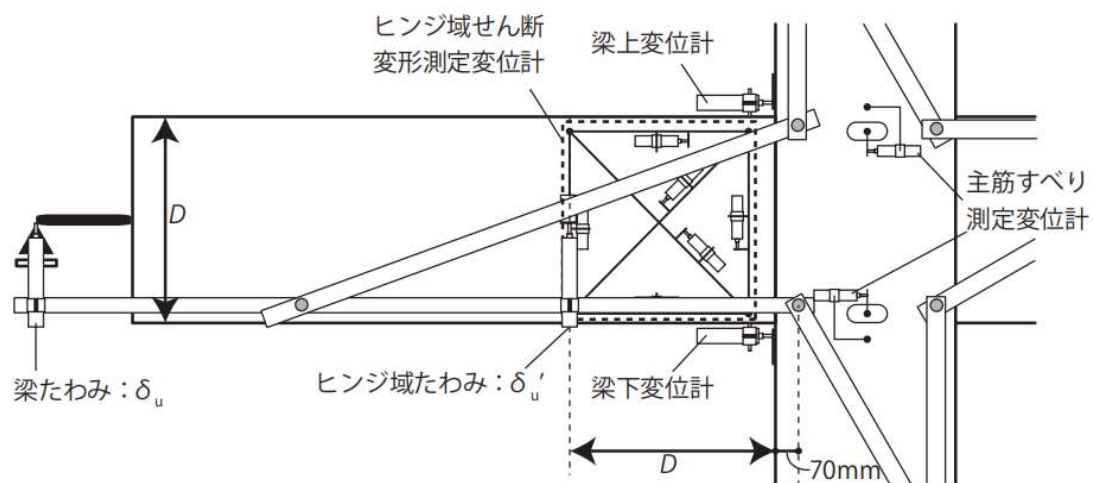


図 2.5 変位計取り付け位置

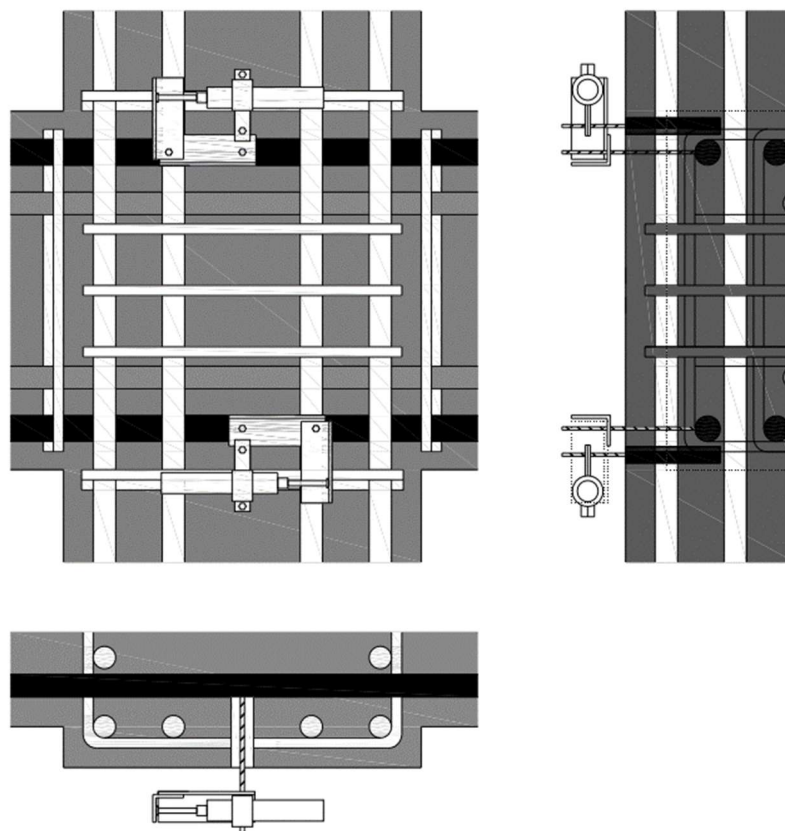


図 2.6 梁主筋滑り測定装置

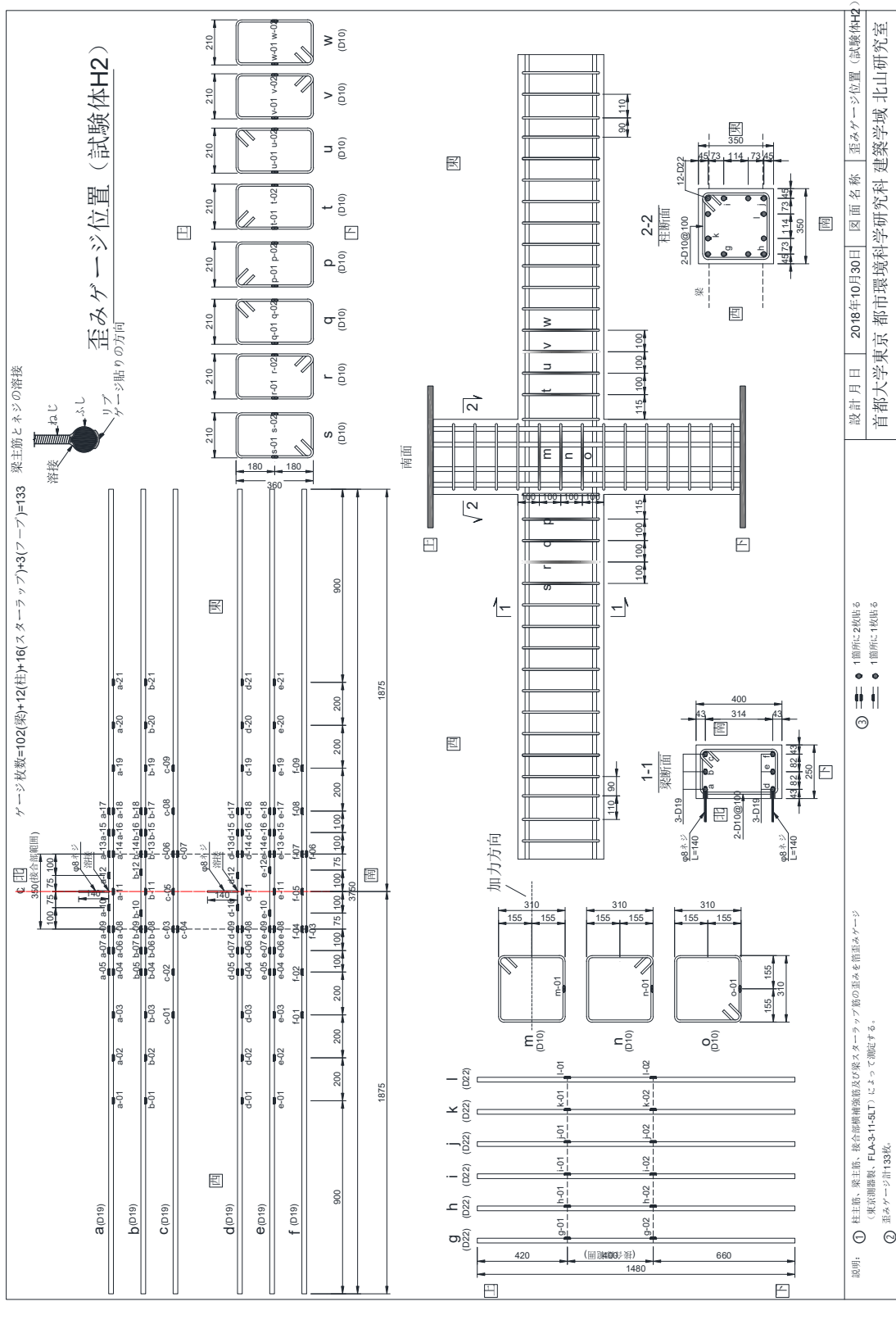


図 2.7 (b) 試験体 H-2 のひずみゲージ貼り付け位置

表 2.2 ロードセルと変位計の一覧

(a) ロードセル

測定箇所	測定装置型号	容量 (kN)
鉛直力	LU-100TSD46	1000
東西水平力	LUR-B-1MNSA1	1000
南北水平力	LUR-B-1MNSA1	1000
西梁せん断力		300
東梁せん断力		300

(b) 変位計

番号	測定箇所	測定装置型号	容量 (mm)	分解能 (mm)
1	東西層間変位	LK-2500/SDP-300	500/300	0.05/0.03
2	南北層間変位	LK-2500	500	0.05
3	西梁たわみ	CDP-100	100	0.01
4	東梁たわみ	CDP-100	100	0.01
5	柱脚たわみ	CDP-100	100	0.01
6	柱頭たわみ上	CDP-100	100	0.01
7	柱頭たわみ下	CDP-100	100	0.01
8	西梁 600 変位-4	CDP-25	25	0.002
9	西梁 600 変位-3	CDP-25	25	0.002
10	西梁 600 変位-2	CDP-25	25	0.002
11	西梁 600 変位-1	CDP-25	25	0.002
12	西梁 400 変位-4	CDP-25	25	0.002
13	西梁 400 変位-3	CDP-25	25	0.002
14	西梁 400 変位-2	CDP-25	25	0.002
15	西梁 400 変位-1	CDP-25	25	0.002
16	西梁 200 変位-4	CDP-25	25	0.002
17	西梁 200 変位-3	CDP-25	25	0.002
18	西梁 200 変位-2	CDP-25	25	0.002
19	西梁 200 変位-1	CDP-25	25	0.002
20	西梁 100 変位-4	CDP-25	25	0.002
21	西梁 100 変位-3	CDP-25	25	0.002
22	西梁 100 変位-2	CDP-25	25	0.002
23	西梁 100 変位-1	CDP-25	25	0.002
24	西梁 50 変位-4	CDP-25	25	0.002
25	西梁 50 変位-3	CDP-25	25	0.002
26	西梁 50 変位-2	CDP-25	25	0.002
27	西梁 50 変位-1	CDP-25	25	0.002
28	西梁上 50 変位-2	CDP-25	25	0.002
29	西梁上 50 変位-1	CDP-25	25	0.002
30	西梁上 100 変位	CDP-25	25	0.002
31	西梁上 200 変位	CDP-25	25	0.002
32	西梁上 400 変位	CDP-25	25	0.002
33	西梁上 600 変位	CDP-25	25	0.002

34	西梁下 50 変位-2	CDP-25	25	0.002
35	西梁下 50 変位-1	CDP-25	25	0.002
36	西梁下 100 変位	CDP-25	25	0.002
37	西梁下 200 変位	CDP-25	25	0.002
38	西梁下 400 変位	CDP-25	25	0.002
39	西梁下 600 変位	CDP-25	25	0.002
40	東梁 400 変位-3	CDP-25	25	0.002
41	東梁 400 変位-2	CDP-25	25	0.002
42	東梁 400 変位-1	CDP-25	25	0.002
43	東梁 200 変位-3	CDP-25	25	0.002
44	東梁 200 変位-2	CDP-25	25	0.002
45	東梁 200 変位-1	CDP-25	25	0.002
46	東梁 100 変位-3	CDP-25	25	0.002
47	東梁 100 変位-2	CDP-25	25	0.002
48	東梁 100 変位-1	CDP-25	25	0.002
49	東梁 50 変位-3	CDP-25	25	0.002
50	東梁 50 変位-2	CDP-25	25	0.002
51	東梁 50 変位-1	CDP-25	25	0.002
52	東梁上 50 変位-2	CDP-25	25	0.002
53	東梁上 50 変位-1	CDP-25	25	0.002
54	東梁上 100 変位	CDP-25	25	0.002
55	東梁上 200 変位	CDP-25	25	0.002
56	東梁上 400 変位	CDP-25	25	0.002
57	東梁下 50 変位-2	CDP-25	25	0.002
58	東梁下 50 変位-1	CDP-25	25	0.002
59	東梁下 100 変位	CDP-25	25	0.002
60	東梁下 200 変位	CDP-25	25	0.002
61	東梁下 400 変位	CDP-25	25	0.002
62	柱脚西下変位	CDP-25	25	0.002
63	柱脚東下変位	CDP-10	10	0.001
64	柱頭西上変位	CDP-10	10	0.001
65	柱頭東上変位	CDP-25	25	0.002
66	東梁 50-400 水平変位下	CDP-25	25	0.002
67	東梁 50-400 水平変位上	CDP-25	25	0.002
68	東梁 50-400 鉛直変位東	CDP-25	25	0.002
69	東梁 50-400 鉛直変位西	CDP-25	25	0.002
70	東梁 50-400 右上がり変位	CDP-25	25	0.002
71	東梁 50-400 右下がり変位	CDP-25	25	0.002
72	接合部下主筋滑り変位	CDP-25	25	0.002
73	接合部上主筋滑り変位	CDP-25	25	0.002
74	接合部鉛直変位東	CDP-25	25	0.002
75	接合部鉛直変位西	CDP-25	25	0.002
76	接合部水平変位上	CDP-25	25	0.002

77	接合部水平変位下	CDP-25	25	0.002
78	接合部右上がり変位	CDP-25	25	0.002
79	接合部右下がり変位	CDP-25	25	0.002
80	柱梁縮み東下	CDP-25	25	0.002
81	柱梁縮み西下	CDP-25	25	0.002
82	柱梁縮み東上	CDP-25	25	0.002
83	柱梁縮み西上	CDP-25	25	0.002
84	東梁 1D たわみ	CDP-50	50	0.005

2.2.3 材料特性

(1) コンクリート

使用したコンクリートは呼び強度 36N/mm² の普通強度コンクリートである。表 2.3 にコンクリートの配合を示す。

写真 2.1 にコンクリートの受け入れ検査を示す。図 2.8 にコンクリートの材料強度と材齢の関係を示す。ここで、材料強度の値は各材齢におけるコンクリート試体の平均値である。

表 2.4 と表 2.5 に $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ のコンクリート試験体の圧縮実験結果と割裂実験結果を示す。図 2.9 に圧縮実験により得られたコンクリートの応力度—ひずみ関係を示す。圧縮実験は試験体の面を研磨し、1000kN 圧縮試験機 () で行った。なお、荷重測定にはロードセル「CLH-1MNA」(容量 1000kN：東京測器研究所製) を用い、軸方向変位はコンプレッソ・メーターを用いて、取り付けられた 2 本の変位計により測定し、その平均値を用いた。ロードセル、変位計の出力はスイッチボックス (SHW-50D)、データロガー (THS-1100) を介して、パーソナルコンピュータに取り込み、プログラム (Visual LOG) を使用してそのデータシートに測定データを記録した。割線剛性は JISA1149 に則り、ひずみが 50μ の点と最大荷重の 1/3 の点を結ぶ直線の傾きとした。割裂引張実験は 50tonf 万能試験機で行い、試験機の荷重のデジタル表示から最大荷重を読み取った。コンクリートの引張強度は、圧縮強度の約 1/15～1/20 程度であり、試験方法は図 a に示した割裂試験方法がある。引っ張り強度は次の式で計算する。

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi dl}$$

ここで、 σ_t ：引張強度 (N/mm²)

P ：最大荷重 (tonf)

d ：試験体の直径 (mm)

l ：試験体の高さ (mm)

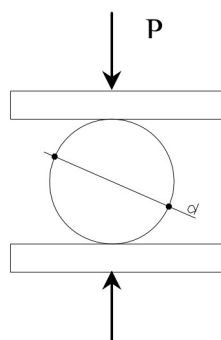


図 a コンクリート引張実験方法



写真 2.1 コンクリートの受け入れ検査

① 試験体 H-1 のコンクリート

表 2.4 (a) コンクリート圧縮実験結果

H-1 圧縮試験					
No.	断面積,mm ²	最大荷重,kN	圧縮強度,MPa	最大荷重ひずみ,%	割線剛性,GPa
1	7875	409.1	51.949	0.245	30.5
2	7848	430.8	54.893	0.253	31.3
3	7834	409.5	52.272	0.232	30.8
4	7848	421.5	53.708	0.229	32.4
平均値	7851	417.7	53.206	0.240	31.25

表 2.5 (a) コンクリート割裂実験結果

H-1 割裂試験				
No.	直径,mm	長さ,mm	最大荷重,kN	割裂引張強度,MPa
5	99.96	200.60	92.49	2.94
6	100.04	200.50	90.23	2.87
8	100.03	200.40	91.88	2.92
平均値	100.01	200.50	91.53	2.91

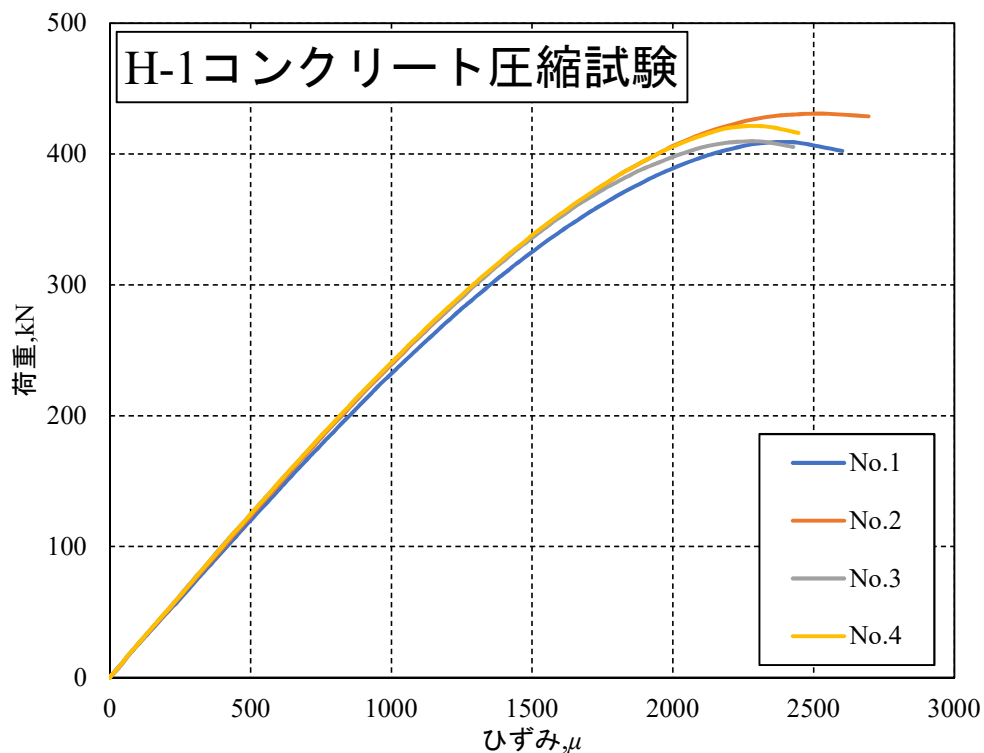


図 2.8 (a) コンクリートの応力度—ひずみ関係

② 試験体 H-2 のコンクリート

表 2.4 (b) コンクリート圧縮実験結果

H-2 圧縮試験					
No.	断面積,mm ²	最大荷重,kN	圧縮強度,MPa	最大荷重ひずみ,%	割線剛性,GPa
1	7881	428.1	54.321	0.237	30.9
2	7873	443.8	56.370	0.210	32.0
3	7879	443.5	56.289	0.247	32.7
4	7852	431.5	54.954	0.245	31.9
平均値	7871	436.7	55.483	0.235	31.88

表 2.5 (b) コンクリート割裂実験結果

H-2 割裂試験				
No.	直径,mm	長さ,mm	最大荷重,kN	割裂引張強度,MPa
5	100.02	200.68	94.14	2.99
6	100.07	199.90	111.45	3.55
8	100.01	199.99	97.03	3.09
平均値	100.03	200.19	100.87	3.21

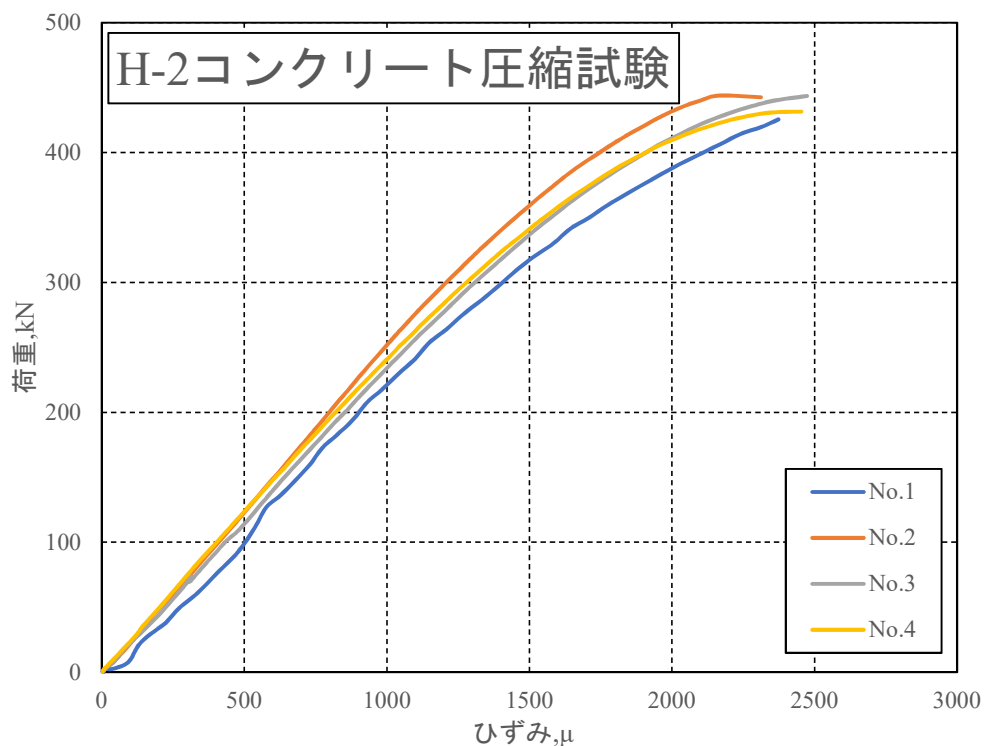


図 2.8 (b) コンクリートの応力度—ひずみ関係

(2) 鉄筋

表 2.6 に鉄筋の引張実験結果、図 2.10 に引っ張り実験により得られた鉄筋の応力度—ひずみ関係を示す。引っ張り実験は 50tonf 万能試験機で行った。引っ張り荷重は試験機から出力される電圧より求め、ひずみはひずみゲージを試験体中央部に 2 枚で貼り付けし、2 枚のひずみゲージより測定し、その平均値を用いた。試験機から出力される電圧、ひずみゲージの出力はスイッチボックス (SHW-50D)、データロガー (THS-1100) を介して、パーソナルコンピュータに取り込み、プログラム (Visual LOG) を使用してそのデータシートに測定データを記録した。応力度は測定した荷重を公称断面で除すことにより求めた。降伏応力度は応力度—ひずみ関係において、最初の上降伏点からひずみ硬化開始までの応力度の平均値とし、降伏ひずみは降伏応力度を鉄筋のヤング係数で除した値とした。

① D10 SD345

表 2.6 (a) 鉄筋引張実験結果

No.	公称断面 mm ²	降伏応力度 MPa	降伏ひずみ μ	ひずみ硬化開 始ひずみ μ	引張強さ MPa	破断伸び %
1	71	382	4042		670	19.3
2		383	4028		665	19.5
3		384	4052		669	19.2
4		376	3969		665	20.4
5		373	3964		663	19.4
6		377	4004		669	19.0
平均値		379.2	4010		666.8	19.5

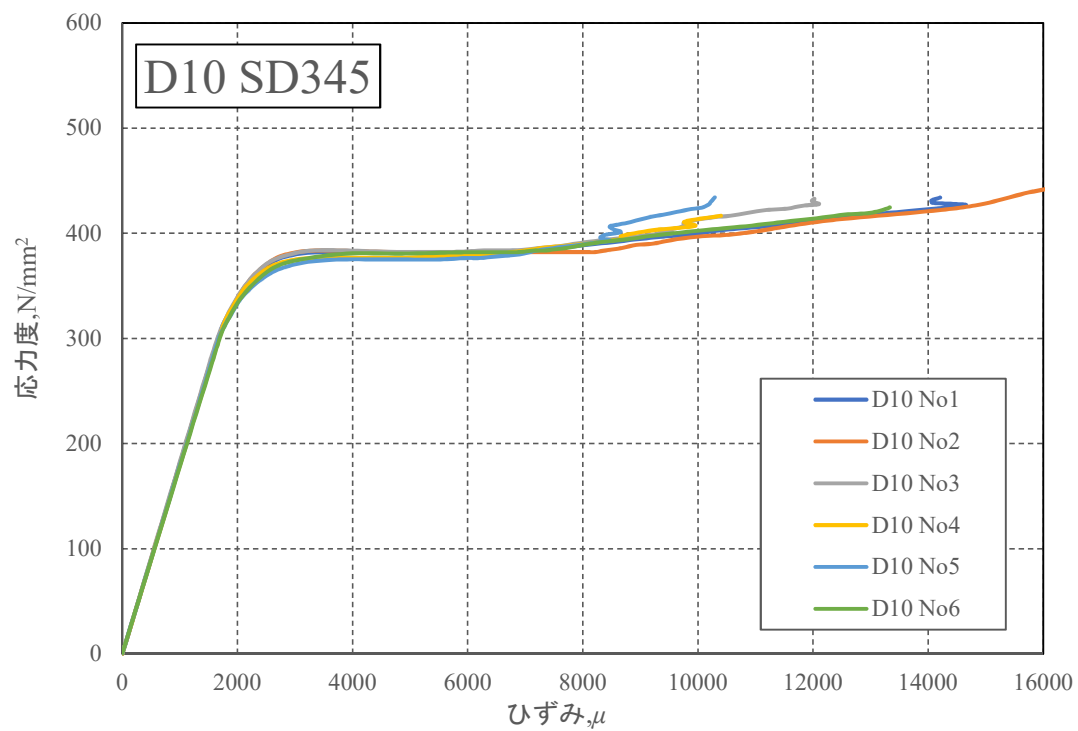


図 2.9 (a) 鉄筋の応力度—ひずみ関係

② D19 SD345

表 2.6 (b) 鉄筋引張実験結果

No.	公称断面 mm ²	降伏応力度 MPa	降伏ひずみ μ	ひずみ硬化開 始ひずみ μ	引張強さ MPa	破断伸び %
1	287	384.2	1874	23158	578	
2		425	2073		612	
3		404.5	1973	19791	604	22.3
4		400	1951	16604	590	22.3
5		392.9	1917	16030	576	22.7
6		391.2	1908	18743	570	23.0
平均値		399.6	1949	18865	588.3	22.6

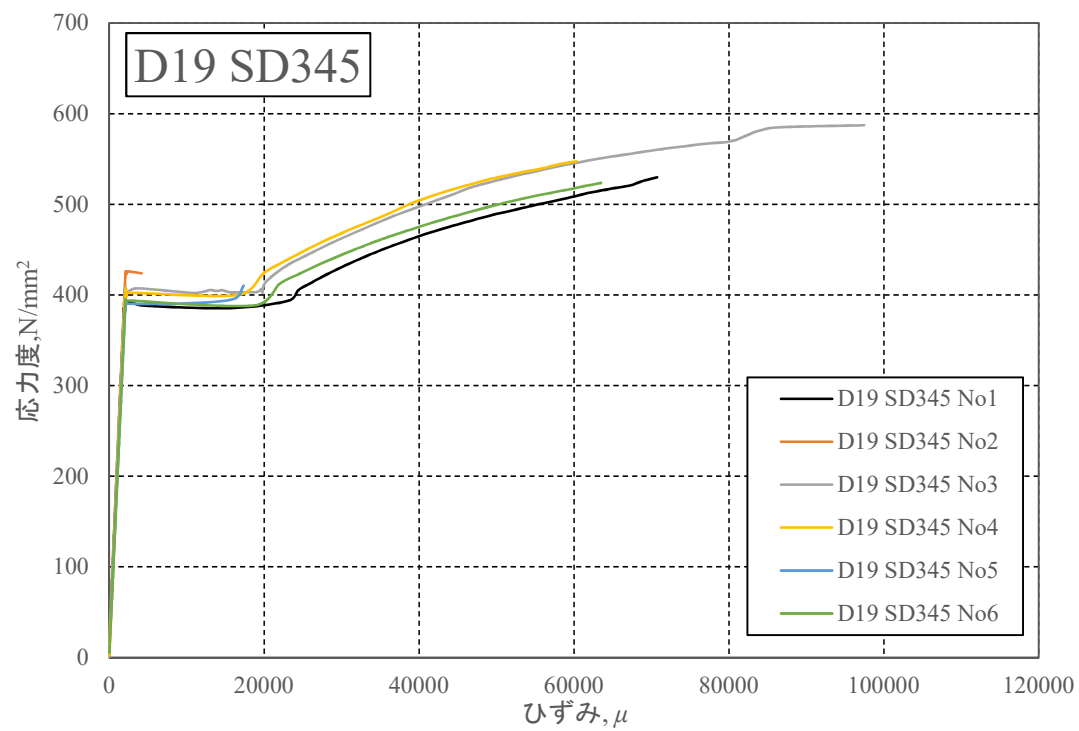


図 2.9 (b) 鉄筋の応力度—ひずみ関係

③ D19 USD590B

表 2.6 (c) 鉄筋引張実験結果

No.	公称断面 mm ²	降伏応力度 MPa	降伏ひずみ μ	ひずみ硬化開 始ひずみ μ	引張強さ MPa	破断伸び %
1	287	626.9	3058	16810	798	12.7
2		625.3	3050	16125	790	13.8
3		629.3	3070	16410	796	15.7
4		627.5	3061	16071	797	13.9
5		628.9	3068	15266	794	15.5
6		631	3078	15303	799	15.8
平均値		628.2	3064	15998	795.7	14.6

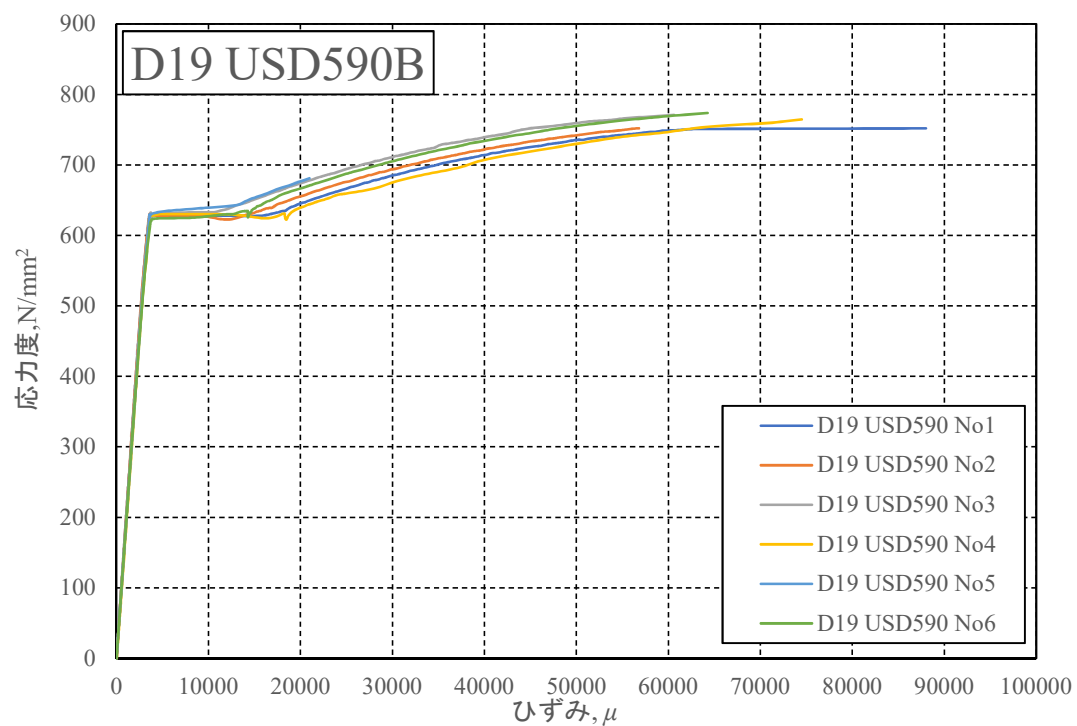


図 2.9 (c) 鉄筋の応力度—ひずみ関係

④ D22 SD345

表 2.6 (d) 鉄筋引張実験結果

No.	公称断面 mm ²	降伏応力度 MPa	降伏ひずみ μ	ひずみ硬化開 始ひずみ μ	引張強さ MPa	破断伸び %
1	387	379.9	1853			
2		398.4	1943		613	20.9
3		383.2	1869		598	17.6
4		390.6	1905		610	20.2
5		373.8	1823		595	19.0
6		379.9	1853		595	20.5
平均値		384.3	1874		602.2	19.6

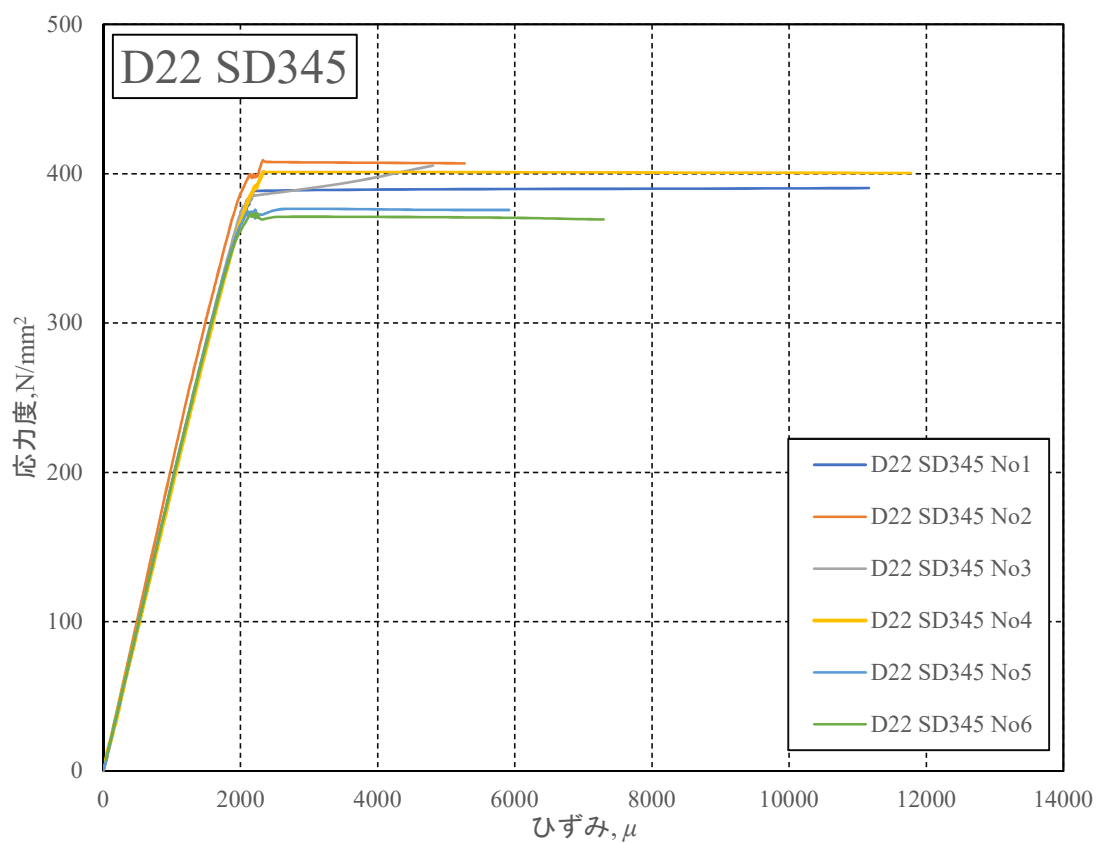


図 2.9 (d) 鉄筋の応力度—ひずみ関係

⑤ D25 SD490

表 2.6 (e) 鉄筋引張実験結果

No.	公称断面 mm ²	降伏応力度 MPa	降伏ひずみ μ	ひずみ硬化開 始ひずみ μ	引張強さ MPa	破断伸び %
1	507					
2		523.3	2553		677	21.7
3		526.5	2568		679	18.3
4		516.4	2519		675	17.7
5		518.3	2528		675	18.5
6		520.8	2540		678	13.4
平均値		521.1	2542		676.8	17.9

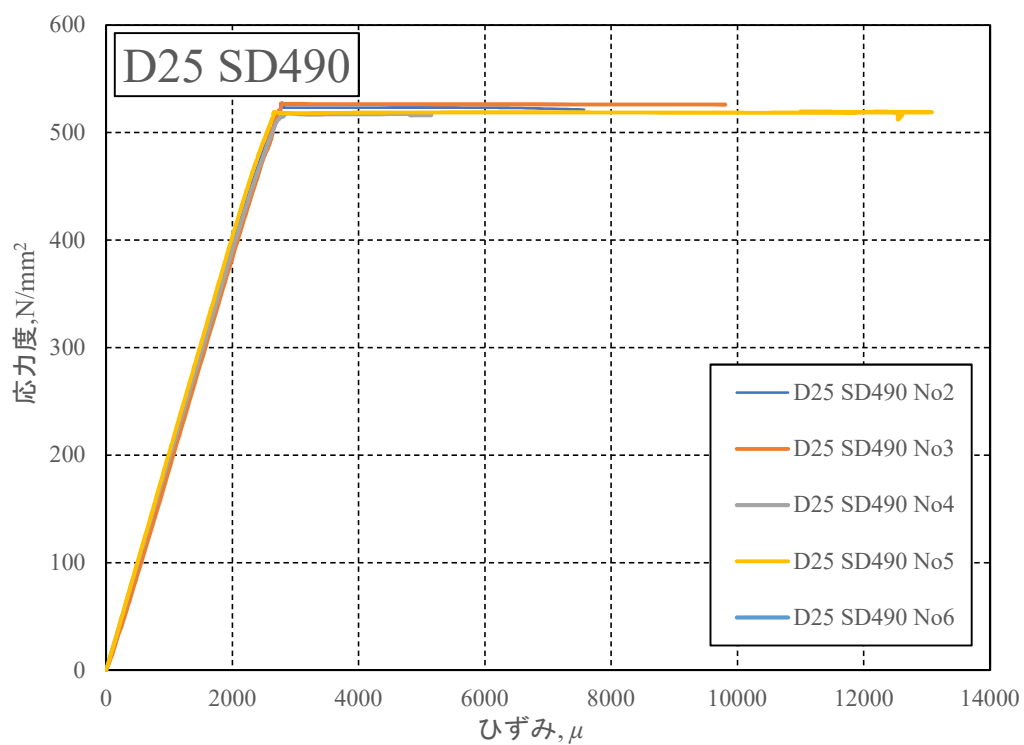


図 2.9 (e) 鉄筋の応力度—ひずみ関係

2.2.4 準備計算

(1) 曲げひび割れ発生モーメント

曲げひび割れ耐力は、菅野^リによる式を用いた。

$$M_C = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + N \frac{Z_e}{A_e}$$

ここで、 M_C ：ひび割れモーメント (kN・m)

σ_B ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

Z_e ：鉄筋を考慮した断面係数 (mm³)

N ：軸方向力 (700kN)

A_e ：部材断面の等価面積 (mm²)

表 2.7 梁および柱の曲げひび割れモーメント (kN・m)

試験体	H-1		H-2	
	梁	柱	梁	柱
菅野式	28.9	63.4	29.5	67.5

(2) 主筋降伏モーメント

$$M_y = \frac{7}{8} a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

ここで、 M_y ：主筋降伏モーメント (kN・m)

a_t ：引張側主筋断面積 (mm²)

σ_y ：主筋降伏強度 (N/mm²)

d ：部材有効せい (353mm)

表 2.8 梁および柱の主筋降伏モーメント (kN・m)

試験体	H-1		H-2	
	梁	柱	梁	柱
略算式	165.7	282.0	106.1	158.6

(3) 曲げ終局モーメント

「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」²⁾の式(解 5.3.1) および式(解 5.3.2) から

$$\text{梁の曲げ終局強度: } M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

$$\text{柱の曲げ終局強度: } M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_B} \right)$$

ここで、 M_u : 曲げ終局モーメント (kN・m)

a_t : 引張側主筋断面積 (mm²)

σ_y : 主筋降伏強度 (N/mm²)

d : 梁部材有効せい (353mm)

D : 柱部材断面全せい (350mm)

N : 軸方向力 (kN)

b : 柱部材断面幅 (350mm)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

表 2.9 梁および柱の曲げ終局モーメント (kN・m)

試験体	H-1		H-2	
	梁	柱	梁	柱
略算式	173.2	551.8	111.2	339.9

(4) 柱－梁曲げ耐力比

柱および梁の終局曲げモーメントを用いて、節点モーメントを換算して、両部材の曲げ終局節点モーメントの比例を柱－梁曲げ耐力比とする。

表 2.10 柱－梁曲げ終局耐力比

試験体	H-1	H-2
柱－梁曲げ耐力比	3.01	3.29

(5) 梁のせん断強度

①荒川 minimum 式によるのせん断強度

$$Q_{u,min} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot (180 + \sigma_B)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

ここで、 $Q_{u,min}$ ：せん断耐力 (kN)

p_t ：引張鉄筋比 (a_t/bd) で、%表示したものを代入する。 a_t は引張側主筋面積 (mm²)、 b, d は梁断面の幅と有効せいである。

σ_B ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

$\frac{M}{Q \cdot d}$ ：せん断スパン比で、1 以下のときには 1 とし、3 以上のときには 3 とする。

p_w ：せん断補強筋比 (a_w/b_s) で、0.012 以上のときは 0.012 とする。 a_w はせん断補強筋の面積 (mm²)、 b, s は梁幅および配筋間隔である。

σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

σ_0 ：圧縮軸力度 (N/mm²)

b ：梁部材幅 (250mm)

j ：応力中心間距離 (mm)

②荒川 mean 式によるのせん断強度

荒川 mean 式は minimum 式の右辺第一項の係数 0.053 を 0.068 に置き換えた式で、せん断強度の平均値 ($Q_{u,mean}$) を算出した。

③「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」式による

$$V_u = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot\varphi + \tan\theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot v_o \cdot \sigma_B / 2$$

$$\beta = \frac{p_w \cdot \sigma_{wy} (1 + \cos^2\varphi)}{v_o \cdot \sigma_B}$$

$$v = v_o = 0.7 - \sigma_B / 200$$

$$\tan\theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D}$$

$$\cot\varphi = \min \left[2.0, j_t / (D \cdot \tan\theta), \sqrt{v_o \cdot \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_{wy})} - 1.0 \right]$$

ここで、 V_u ：梁部材のせん断力（kN）
 b ：梁部材の幅（250mm）
 j_t ：梁主筋中心の間隔（mm）
 p_w ：せん断補強筋比
 σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度（N/mm²）
 D ：梁部材の全せい（400mm）
 σ_B ：コンクリート圧縮強度（N/mm²）
 L ：梁部材の内法長さ（2850mm）
 v_o ：コンクリート圧縮強度の有効係数

表 2.11 梁のせん断耐力（kN）

試験体	H-1	H-2
荒川 minimum 式	326.5	326.5
荒川 mean 式	391.6	391.6
終局指針式	368.8	369.9

(6) 梁曲げ終局時の層せん断力

梁曲げ終局時のせん断力 Q_b は、次の式を用いた。

$$Q_b = \frac{M_u'}{L}$$

ここで、 M_u' ：梁曲げ終局時の節点モーメント（kN・m）

L ：梁スパン（1600mm）

梁曲げ終局時の層せん断力 Q_c は、次の式を用いた。

$$Q_c = \frac{L}{H} \cdot Q_b$$

ここで、 H ：層間高さ（1200mm）

表 2.12 梁曲げ終局時の層せん断力（kN）

試験体	H-1	H-2
層せん断力	162.1	104.0

(7) 接合部せん断強度時の層せん断力

①接合部せん断強度

接合部せん断強度は「靱性保証型耐震設計指針・同解説」¹⁾の式(8.3.1)に従って算定した。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \varphi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$$

ここで、 κ ：接合部の形状による係数（十字形接合部、 $\kappa = 1.0$ ）

φ ：直交梁の有無による補正係数（=0.85）

F_j ：接合部のせん断強度の基準値で下式による（N/mm²）

$$F_j = 0.8 \cdot \sigma_B^{0.7}$$

σ_B ：コンクリート圧縮強度（N/mm²）

D_j ：柱せいまたは90°折り曲げ筋水平投影長さ（350mm）

b_j ：接合部有効幅（mm）

接合部有効幅は、日本建築学会による「靱性保証型耐震設計指針・同解説」の式(8.3.2)に従った。つまり立体試験体の場合、特別直交梁の影響を考慮せず、平面試験体と同じとしてここでは扱っている。

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$$

ここで、 b_b ：梁幅（250mm）

b_{a1}, b_{a2} ： $\frac{1}{2}b_i$ または $\frac{1}{4}D_c$ の小さい方とする。ここで、 b_i は梁側面からこれに平行な柱側面までの距離である。

②接合部せん断強度時の層せん断力

$$V_{jc} = \frac{V_{ju} \cdot j_b}{H \cdot \left(1 - \frac{D_c}{L} - \frac{j_b}{H}\right)}$$

ここで、 V_{jc} ：接合部せん断強度時層せん断力（kN）

V_{ju} ：接合部せん断強度（kN）

j_b ：梁応力度中心の距離（ $\frac{7}{8}d$ 、mm）

H ：層間高さ（2400mm）

D_c ：柱せい（350mm）

L ：梁スパン（3200mm）

③ 接合部せん断余裕度

表 2.13 接合部せん断余裕度

試験体	H-1	H-2
梁曲げ終局時の層せん断力 (kN)	162.1	104.0
接合部せん断強度時の層せん断力 (kN)	205.9	178.9
接合部せん断余裕度	1.27	1.72

(8) 梁主筋付着余裕度

①梁主筋設計用付着応力度

梁主筋付着応力度は「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説」³⁾の式（付 5.27）に従って算定した。

$$u_{b,av} = \frac{3 + \gamma}{8} \cdot \frac{\sigma_y \cdot d_b}{D_c}$$

ここで、 γ ：梁断面の複筋比で 1 以下

σ_y ：梁主筋の降伏強度（N/mm²）

d_b ：梁主筋の直径（19mm）

D_c ：柱断面せい（350mm）、柱主筋付着について検討の際には梁せいを使用する。

②柱梁接合部内梁主筋の付着応力度

柱梁接合部内梁主筋の付着応力度は「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説」³⁾の式（付 5.28）に従って算定した。

$$\tau_u = 0.7 \left(1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \cdot \sigma_B^{2/3}$$

ここで、 σ_0 ：柱の圧縮軸応力度（N/mm²）

σ_B ：コンクリート圧縮強度（N/mm²）

③梁主筋の付着指標

梁主筋の付着指標は「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説」³⁾の式（付 5.26）に従って算定した。

$$B_l = \frac{u_{b,av}}{\tau_u}$$

④ 梁主筋の付着余裕度

表 2.14 梁主筋の付着余裕度

試験体	H-1	H-2
梁主筋設計用付着応力度（N/mm ² ）	17.1	10.8
柱梁接合部内梁主筋の付着応力度（N/mm ² ）	10.9	11.2
梁主筋の付着指標	1.57	0.96
梁主筋の付着余裕度	0.64	1.04

(9) 接合部曲げ耐力

柱梁接合部の曲げ耐力 M_j は楠原・塩原の提案⁴⁾を用いて計算する。接合部内主筋応力比 α_b, α_c の取り得る範囲（-1～1）で変化させたときの最大値を接合部曲げ耐力 M_j とした。

$$M_j = \frac{\left[\frac{1}{2} (M_{jh} + M_{jv}) \right]}{\left[1 - \frac{1}{2} \left(\gamma_h \frac{D_b}{H} + \gamma_v \frac{D_c}{L} \right) \right]}$$

圧縮側の鉄筋に関する制限を以下となる。

$$-T_{by} \leq T_{b2} \leq T_{by} \quad \text{かつ} \quad T_{b2} \geq -E_s \varepsilon_u A_b = -\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} T_{by}$$

$$-T_{cy} \leq T_{c2} \leq T_{cy} \quad \text{かつ} \quad T_{c2} \geq -E_s \varepsilon_u A_c = -\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} T_{cy}$$

ここで、 T_{by} ：梁主筋の降伏引張力（kN）

E_s ：鉄筋のヤング係数（N/mm²）

ε_u ：コンクリートの終局ひずみ

A_b ：梁主筋の断面積（mm²）

T_{cy} ：柱主筋の降伏引張力（kN）

A_c ：柱主筋の断面積（mm²）

T_{b2}, T_{c2} ：以下の式となる。

$$T_{b2} = \frac{1}{2} (1 - g_b) b_b D_b \beta_3 f_c - \frac{N_b + T_h}{2} - \frac{V_c}{2}$$

$$T_{c2} = \frac{1}{2} (1 - g_c) b_b D_c \beta_3 f_c - \frac{N_c + T_m}{2} - \frac{V_b}{2}$$

ここで、 g_b ：梁の引張主筋と圧縮主筋の応力重心間距離の柱せいに対する比

g_c ：柱の引張主筋と圧縮主筋の応力重心間距離の柱せいに対する比

b_b ：梁幅（mm）

D_b ：梁せい（mm）

D_c ：柱せい（mm）

β_3 ：コンクリートストレスブロックの高さのコンクリート圧縮強度に対する比

f_c ：コンクリート圧縮強度（N/mm²）

N_b ：梁の軸力（kN）

N_c ：柱の軸力（kN）

T_h ：接合部横補強筋の応力

T_m ：柱中段筋の応力

V_c ：柱のせん断力

V_b ：梁のせん断力

圧縮側主筋の応力は抵抗モーメント極大時の応力の場合

$$\begin{aligned}
 M_{jh} &= \left(g_b - \frac{T_{by} + (N_b + T_{hy})/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) \left(T_{by} + \frac{N_b + T_{hy}}{2} \right) D_b + \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \\
 \gamma_h &= g_b + 2 \frac{T_{by} + (N_b + T_{hy})/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} - \frac{V_c/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \cong g_b + 2 \frac{T_{by} + (N_b + T_{hy})/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \\
 M_{jv} &= \left(g_c - \frac{T_{cy} + (N_c + T_{my})/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \left(T_{cy} + \frac{N_c + T_{my}}{2} \right) D_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \\
 \gamma_v &\cong g_c + 2 \frac{T_{cy} + (N_c + T_{my})/2}{b_c D_c \beta_3 f_c}
 \end{aligned}$$

圧縮側主筋の応力は降伏もしくは圧縮ひずみの制限による場合

$$\begin{aligned}
 M_{jh} &= \left\{ 1 - \left(1 + \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{by} + (N_b + T_{hy})/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} \left(T_{by} + \frac{N_b + T_{hy}}{2} \right) D_b \\
 &\quad - (1 - \alpha_b) \left\{ (1 - g_b) - \frac{b_c (1 + \alpha_b) T_{by} + (N_b + T_{hy})}{b_b b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} T_{by} D_b \\
 \gamma_h &= 1 + 2 \left\{ \left(1 - \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{by} + (N_b + T_{hy})/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} + (1 - \alpha_b) \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{by}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} - \left(1 + \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{V_c/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \\
 &\cong 1 + 2 \left\{ \left(1 - \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{by} + (N_b + T_{hy})/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} + (1 - \alpha_b) \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{by}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} \\
 M_{jv} &= \left\{ 1 - \left(1 + \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{cy} + (N_c + T_{my})/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \left(T_{cy} + \frac{N_c + T_{my}}{2} \right) D_c \\
 &\quad - (1 - \alpha_c) \left\{ (1 - g_c) - \frac{b_c (1 + \alpha_c) T_{cy} + (N_c + T_{my})}{b_b b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} T_{cy} D_c \\
 \gamma_v &= 1 + 2 \left\{ \left(1 - \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{cy} + (N_c + T_{my})/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} + (1 - \alpha_c) \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{cy}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} - \left(1 + \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{V_b/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \\
 &\cong 1 + 2 \left\{ \left(1 - \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{cy} + (N_c + T_{my})/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} + (1 - \alpha_c) \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{cy}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\}
 \end{aligned}$$

ここで、 g_b ：梁の引張主筋と圧縮主筋の応力重心間距離の柱せいに対する比

g_c ：柱の引張主筋と圧縮主筋の応力重心間距離の柱せいに対する比

b_b ：梁幅 (mm)

b_c ：柱幅 (mm)

D_b ：梁せい (mm)

D_c ：柱せい (mm)

β_3 ：コンクリートストレスブロックの高さのコンクリート圧縮強度に対する比

f_c ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

N_b ：梁の軸力 (kN)

N_c ：柱の軸力 (kN)

T_h ：接合部横補強筋の応力

T_m ：柱中段筋の応力

V_c ：柱のせん断力

V_b ：梁のせん断力

試験体	H-1	H-2
柱梁接合部曲げ耐力 (kN・m)	297.0	223.3
梁曲げ終局節点モーメント (kN・m)	195.1	124.1
接合部曲げ余裕度	1.52	1.80

第3章 実験結果及び考察

3.1 ひび割れ状況

図 3.1 に最終的なひび割れ状況を示す。西梁と東梁の実験結果はほぼ同様であったため、東梁を一例として表 3.1 に東梁の梁付け根でのかぶりコンクリート圧壊時と最大耐力時の東梁の部材角および曲げ耐力を示す。全試験体で梁に曲げひび割れが生じ、変形の増大とともにせん断ひび割れが発生した。その後、梁危険断面付近のかぶりコンクリートの圧壊が生じた。試験体 H-1 では梁部材角 1.8%でかぶりコンクリートが圧壊し、変形の増大とともに柱梁接合部の斜めひび割れが顕著になった。試験体 H-2 では梁部材角 2.3%でかぶりコンクリートの圧壊が生じ、それ以後に新たな曲げやせん断によるひび割れの発生や進展は見られなかった。

表 3.1 かぶりコンクリート圧壊時と最大耐力時の東梁の部材角および曲げ耐力

試験体名		部材角,%						耐力,kN・m					
		H-1	H-2	W-1	W-2	W-3	J-2	H-1	H-2	W-1	W-2	W-3	J-2
上端 筋引 張時	かぶりコンクリート圧壊時	1.82	2.29	2.70	3.15	4.17	—	195	135	139	87	92	—
	最大耐力時	2.10	2.65	2.71	3.20	5.35	3.23	204	138	152	93	98	167
下端 筋引 張時	かぶりコンクリート圧壊時	1.78	1.76	1.79	3.11	5.33	2.71	193	121	152	98	107	148
	最大耐力時	1.40	2.27	2.41	3.00	5.33	2.87	199	125	159	103	107	158



図 3.1 (a) 試験体 H-1、H-2 の最終ひび割れ状況

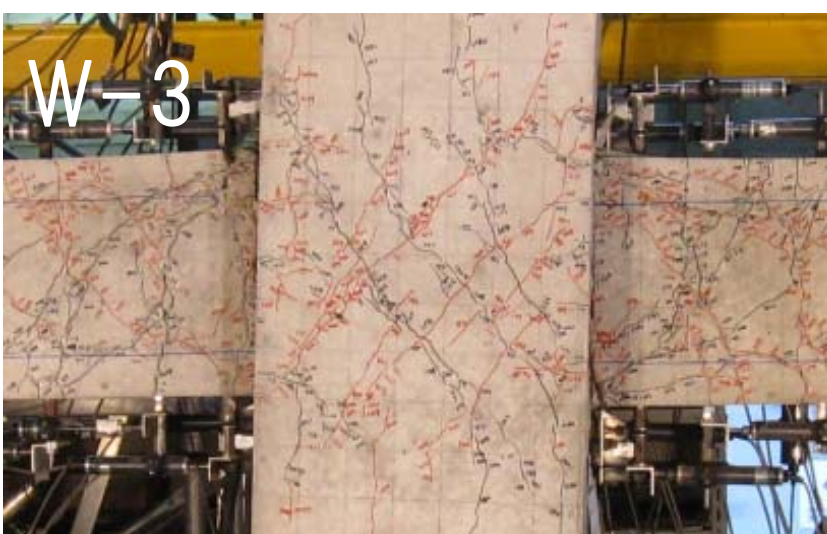
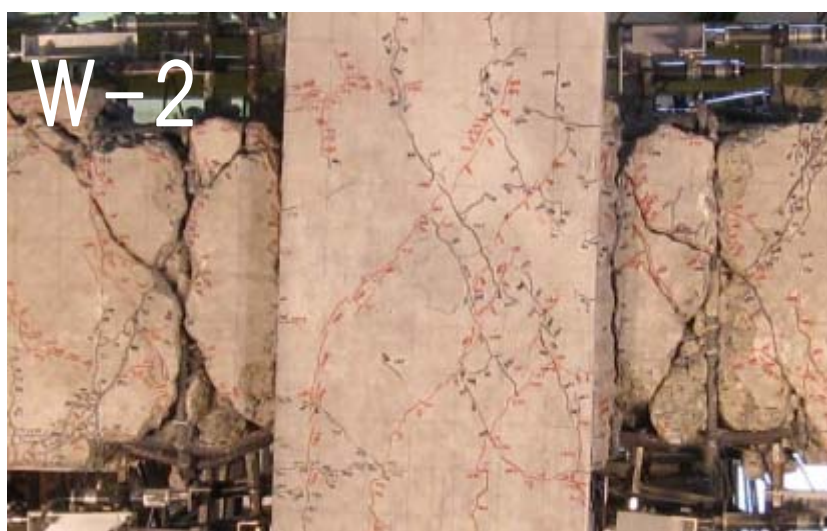
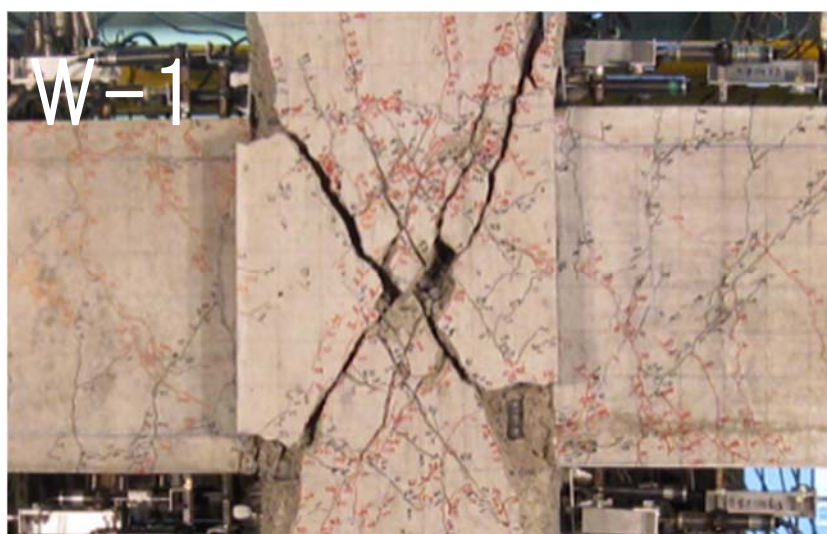


図 3.1 (b) 既往試験体 W-1、W-2、W-3 の最終ひび割れ状況

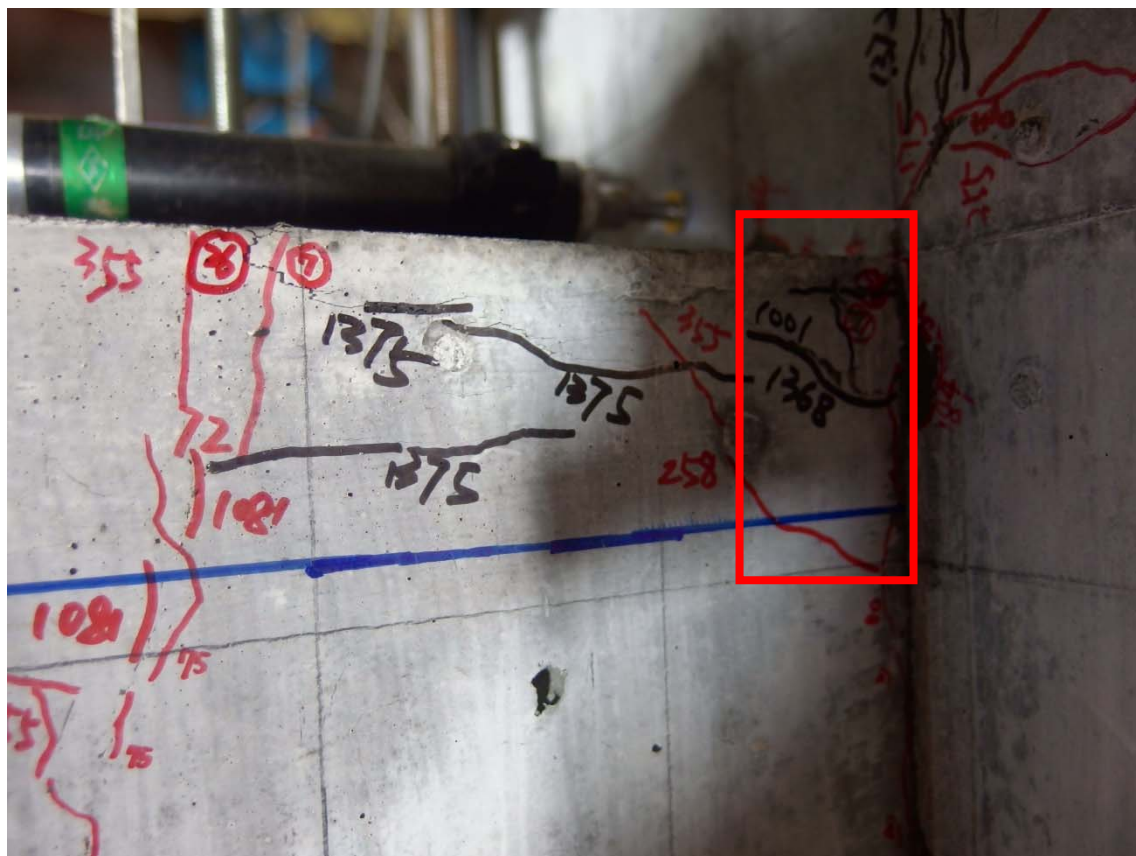


図 3.1 (c) 既往試験体 J-2 の最終ひび割れ状況

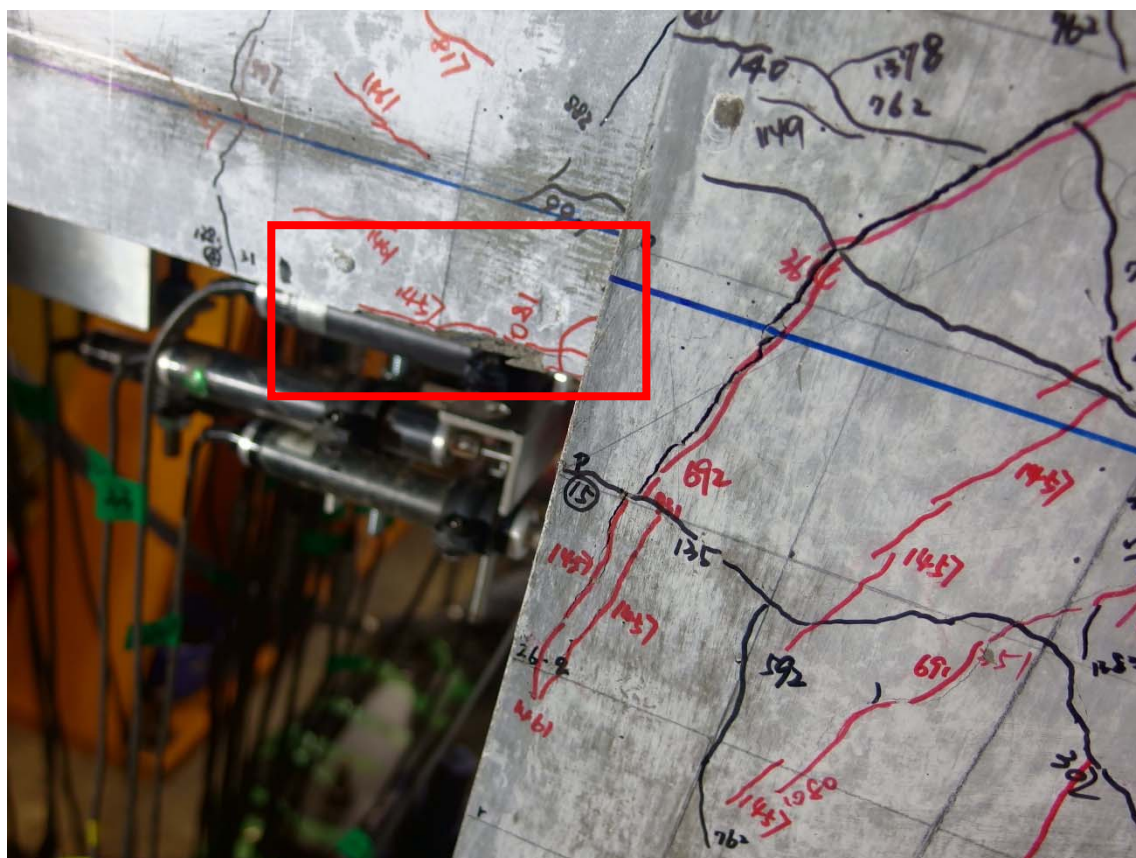
3.2 かぶりコンクリート圧壊時の判定

写真 3.1 に梁かぶりコンクリート圧壊時の損傷状況を示す。各位置のかぶりコンクリート圧壊時の step を調べた。

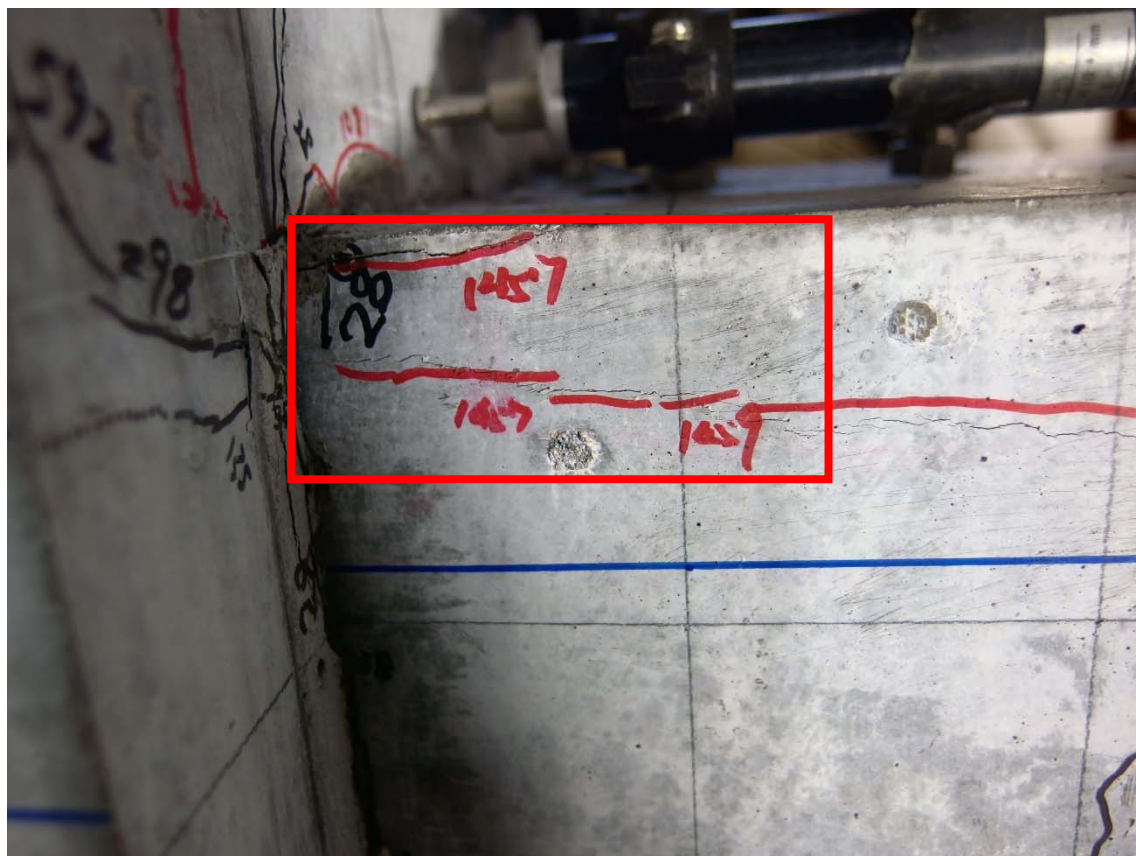
試験体 H-1 西梁上かぶりコンクリート圧壊 (step 1368)



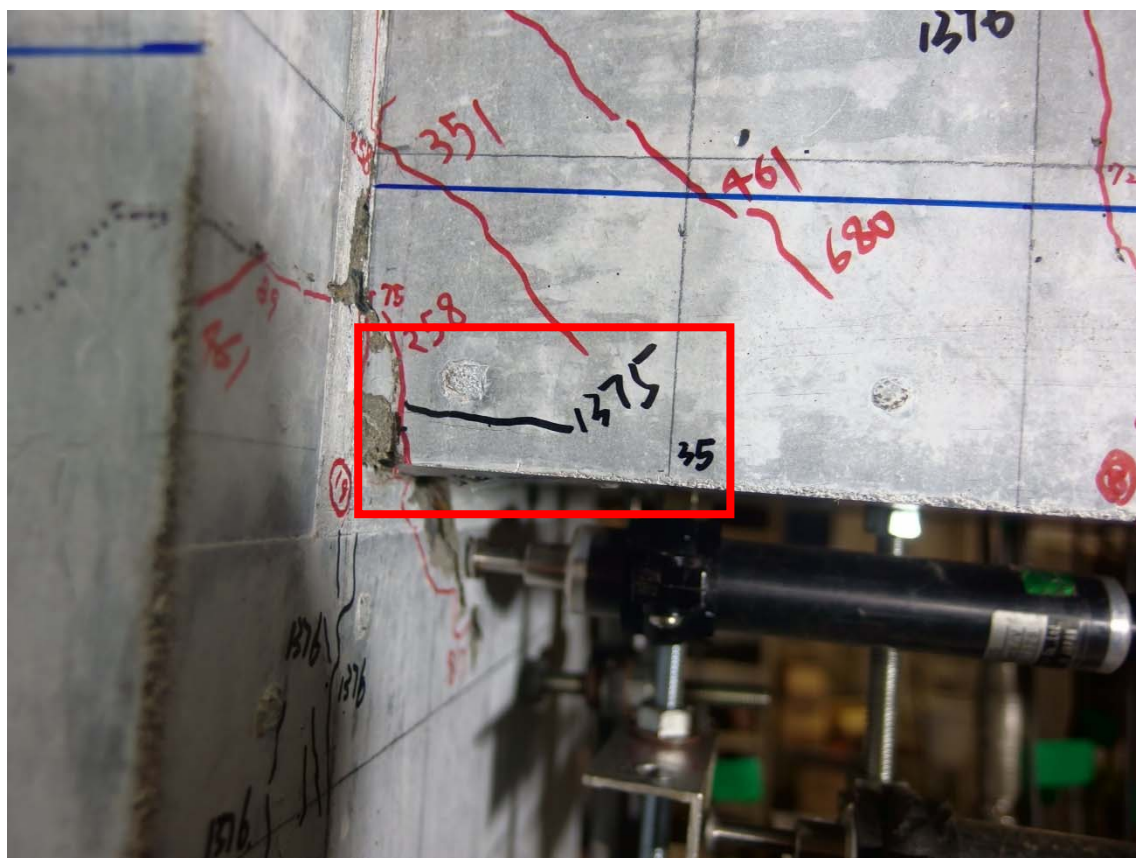
試験体 H-1 西梁下かぶりコンクリート圧壊 (step 1457)



試験体 H-1 東梁上かぶりコンクリート圧壊 (step 1457)

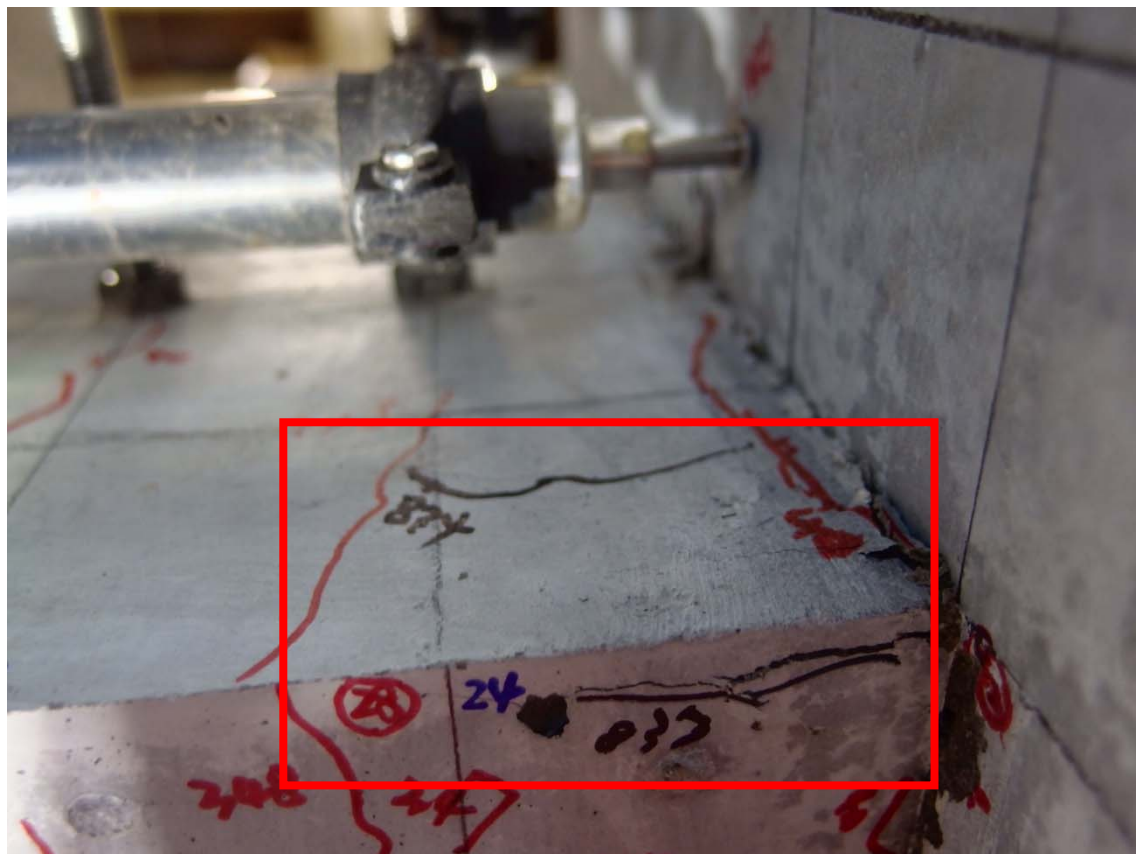


試験体 H-1 東梁下かぶりコンクリート圧壊 (step 1375)

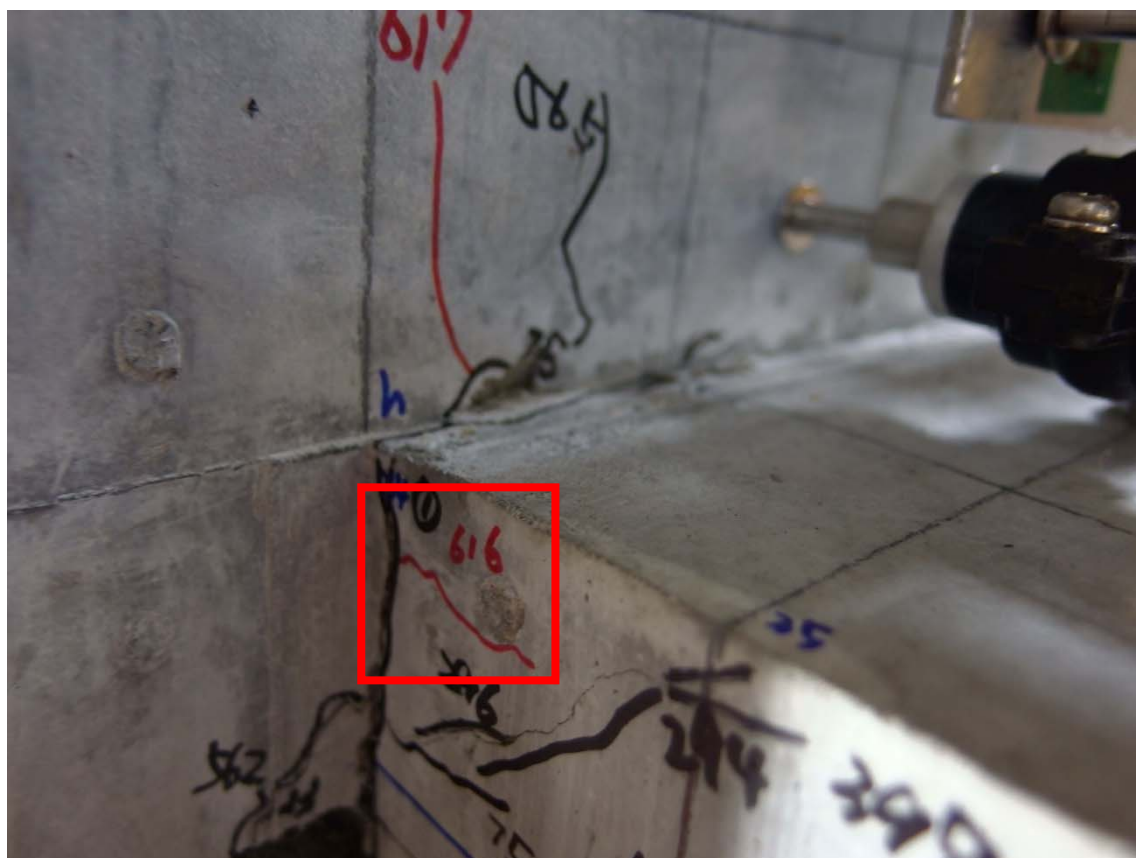


試験体 H-2 西梁上かぶりコンクリート圧壊 (step 834)

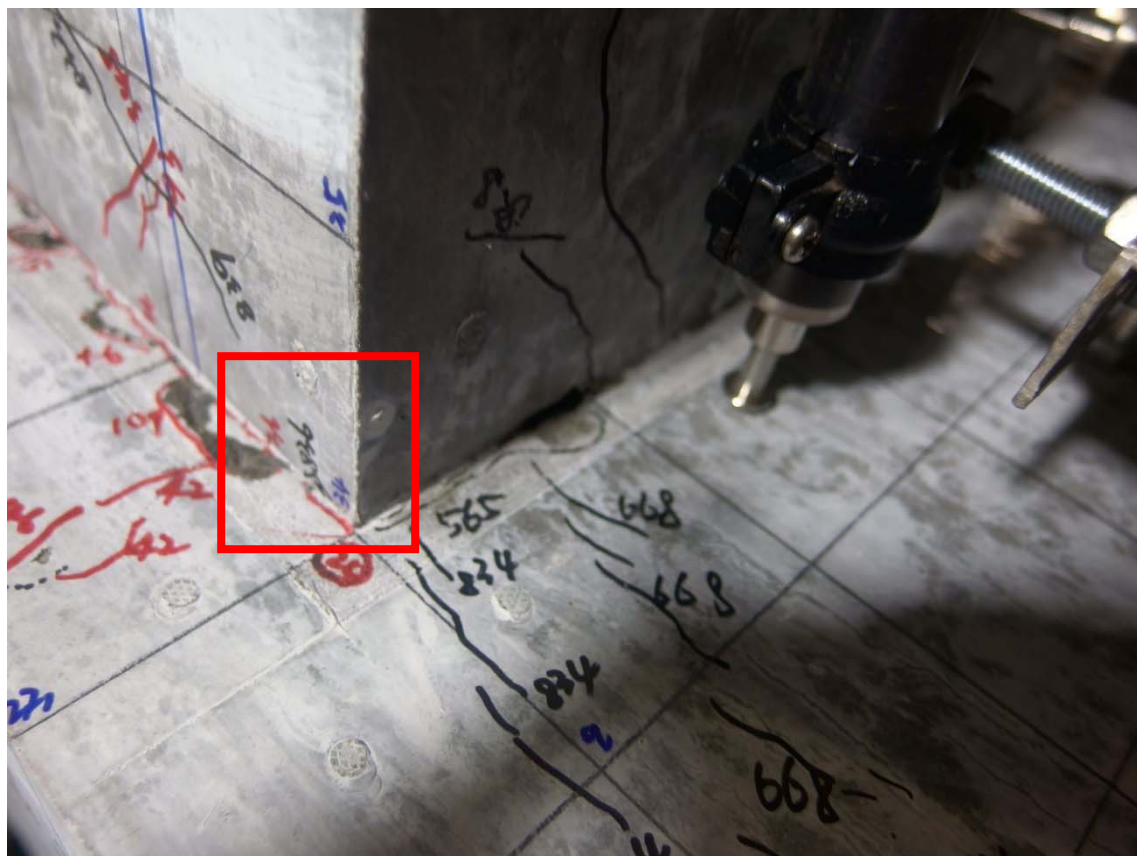
試験体 H-2 西梁下かぶりコンクリート圧壊 (判断できない)



試験体 H-2 東梁上かぶりコンクリート圧壊 (step 616)



試験体 H-2 東梁下かぶりコンクリート圧壊 (step 836)



3.3 各部材の復元力特性

3.3.1 梁の復元力特性

図 3.2 に各試験体の東梁の曲げモーメント - 部材角関係を示す。図の第 1 象限は上端引張時、第 3 象限は下端引張時である。図中の▲、◆、●はそれぞれ梁主筋降伏、観察による梁かぶりコンクリート圧壊及び最大曲げ耐力を示す。水平破線は梁節点曲げ終局耐力を示す。試験体 H-1 では梁主筋が降伏した後、梁かぶりコンクリート圧壊で耐力が決まった。試験体 H-1 の柱主筋は降伏せず、弾性がほぼ保たれた。試験体 H-1、H-2 では梁主筋が降伏した後、ヒンジ域のかぶりコンクリートの圧壊によって耐力が決まった。全試験体は逆 S 形の復元力特性で、柱梁接合部内の梁主筋の付着劣化により履歴ループのピンチ化と梁付け根コンクリートの圧壊が生じた。表 3.1 と図 3.2 より、全ての梁かぶりコンクリート圧壊時の耐力は最大耐力とほぼ同等であった。かぶりコンクリート圧壊時の梁部材角と最大耐力時の部材角の差分は 0～0.51%であり、両者は一致しない場合もあった。

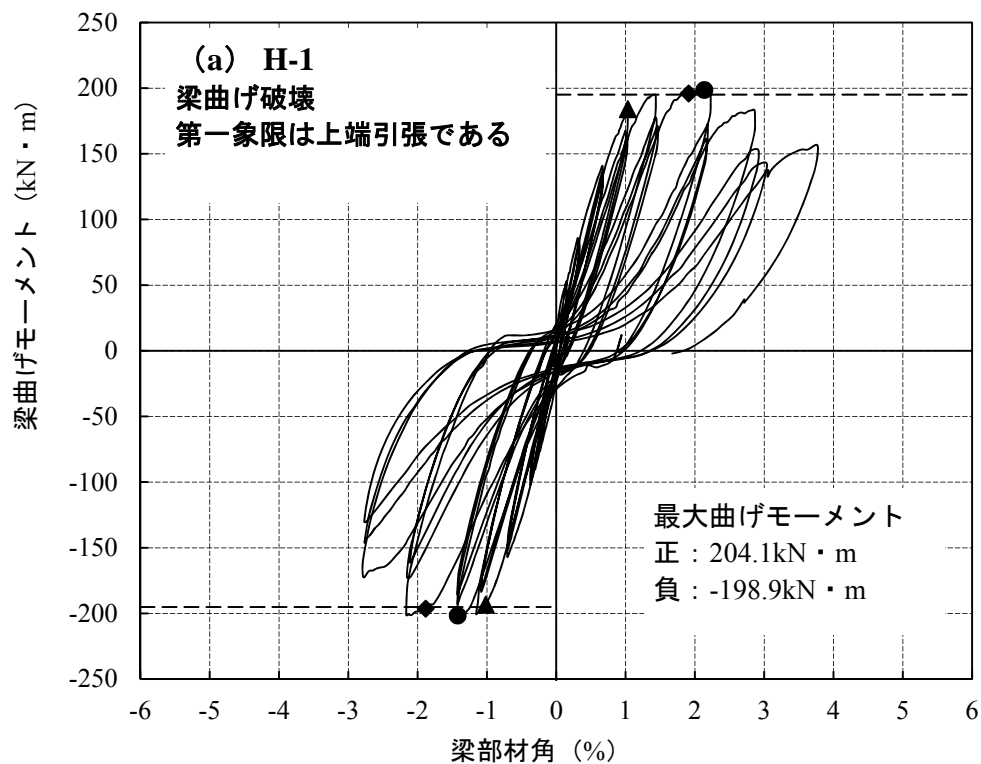


図 3.2 (a) 試験体 H-1 の梁部材の復元力特性曲線

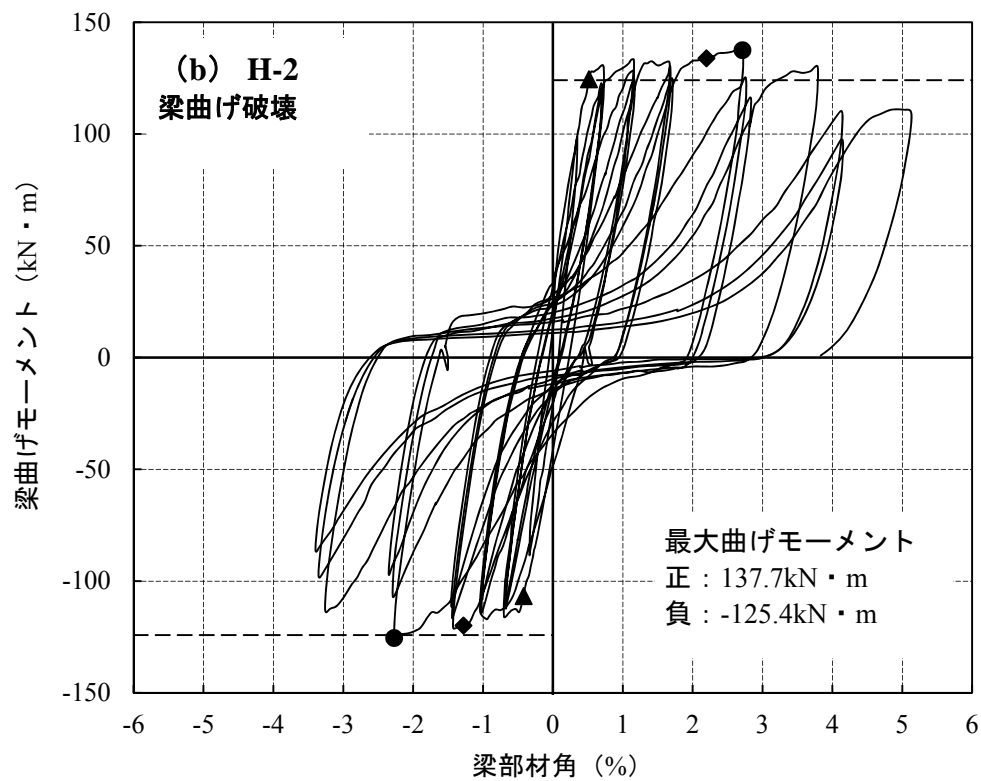


図 3.2 (b) 試験体 H-2 の梁部材の復元力特性曲線

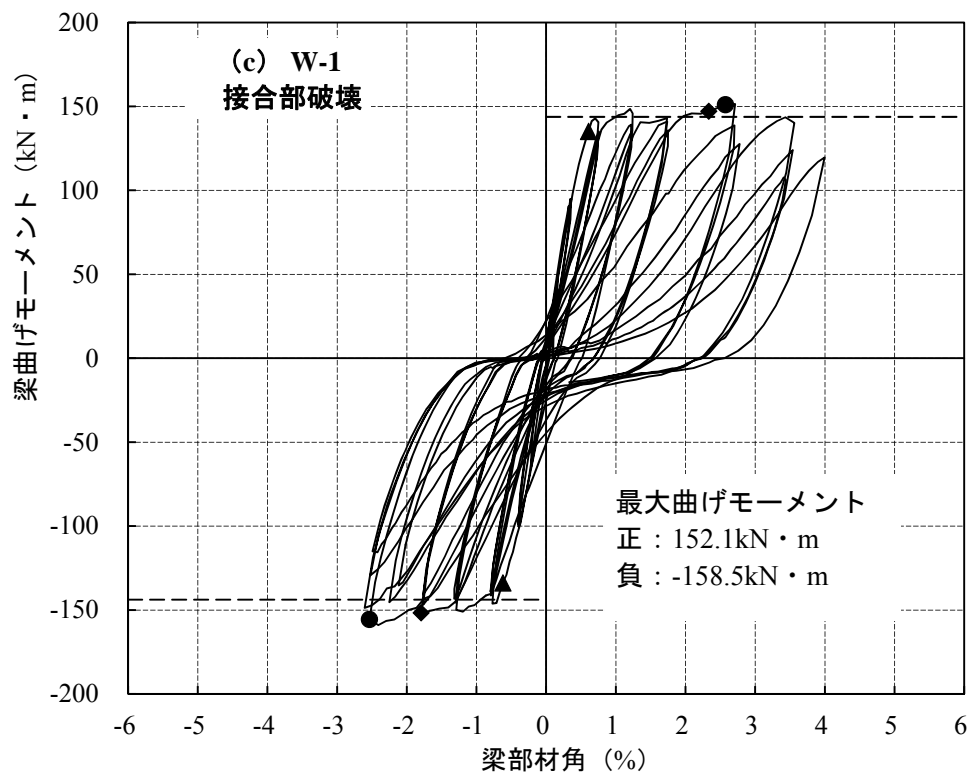


図 3.2 (c) 試験体 W-1 の梁部材の復元力特性曲線

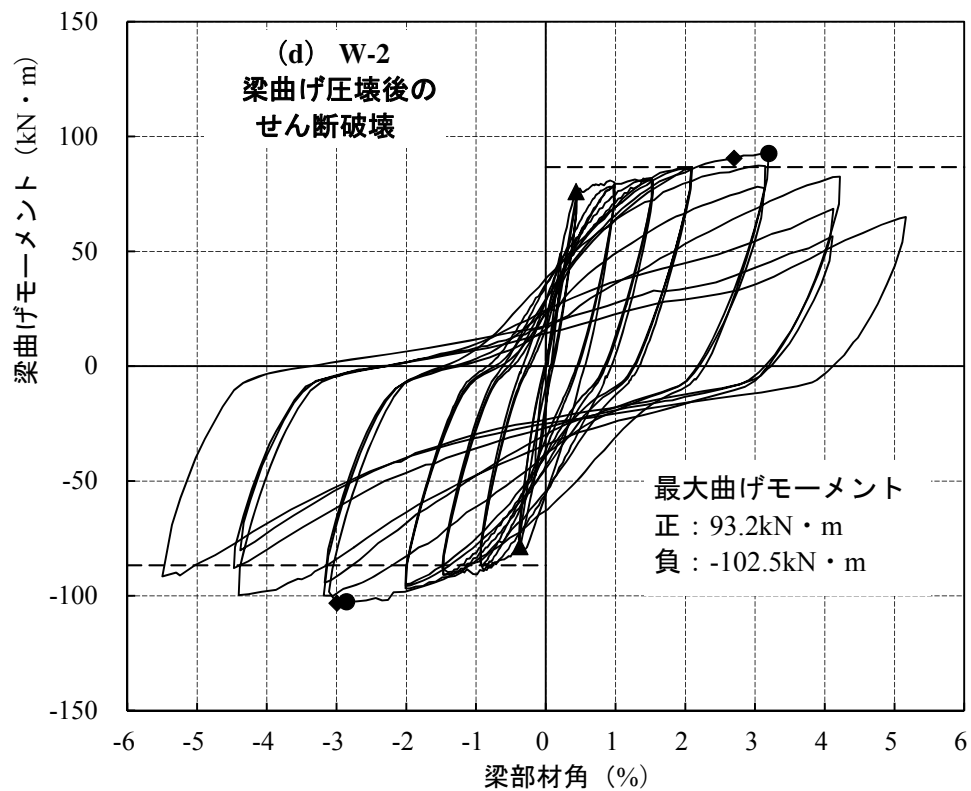


図 3.2 (d) 試験体 W-2 の梁部材の復元力特性曲線

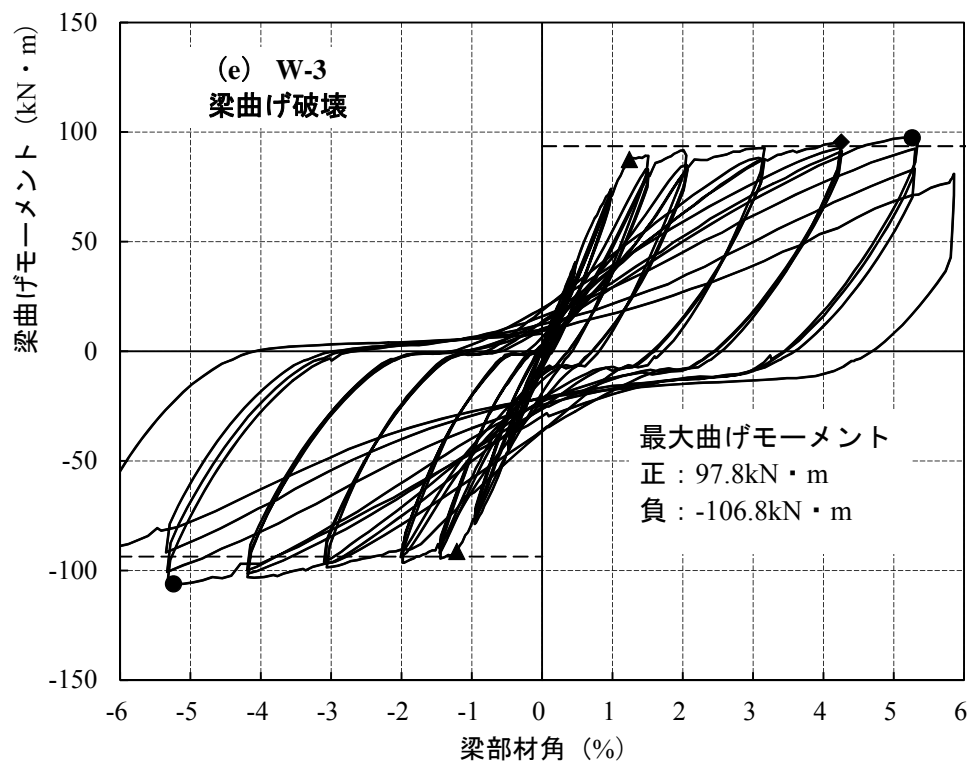


図 3.2 (e) 試験体 W-3 の梁部材の復元力特性曲線

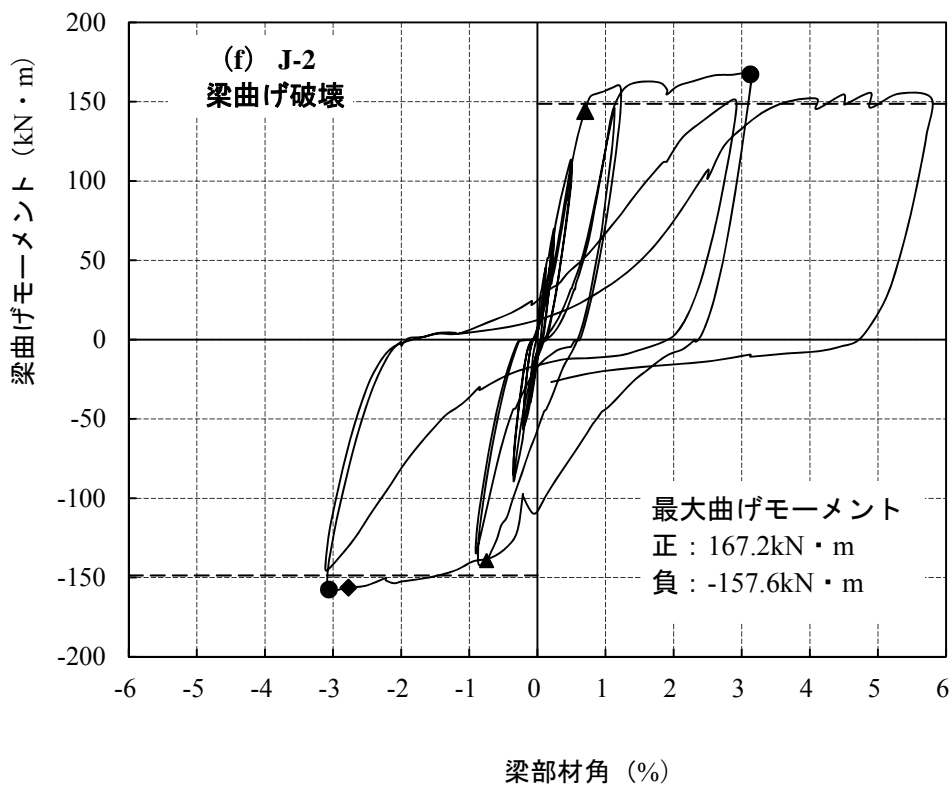


図 3.2 (f) 試験体 J-2 の梁部材の復元力特性曲線

3.3.2 層せん断力－梁主筋滑り関係

図 3.3 に層せん断力－梁主筋滑り関係を示す。層せん断力は、測定した両梁のせん断力の釣り合いから求めた。また、試験体 H-1 は層間変形角 2.10%程度、H-2 は層間変形角 2.65%程度で最大層せん断力に達した。全試験体は、主筋降伏した後、変形の増大とともに逆 S 形の履歴形状を示した。全試験体では、最大層せん断力以後、梁のかぶりコンクリートの圧壊・剥落により耐力が低下した。図 3.4 (a) および (b) に塑性率－梁主筋滑り関係を示す。図 3.4 (c) および (d) に梁部材角－梁主筋滑り関係を示す。

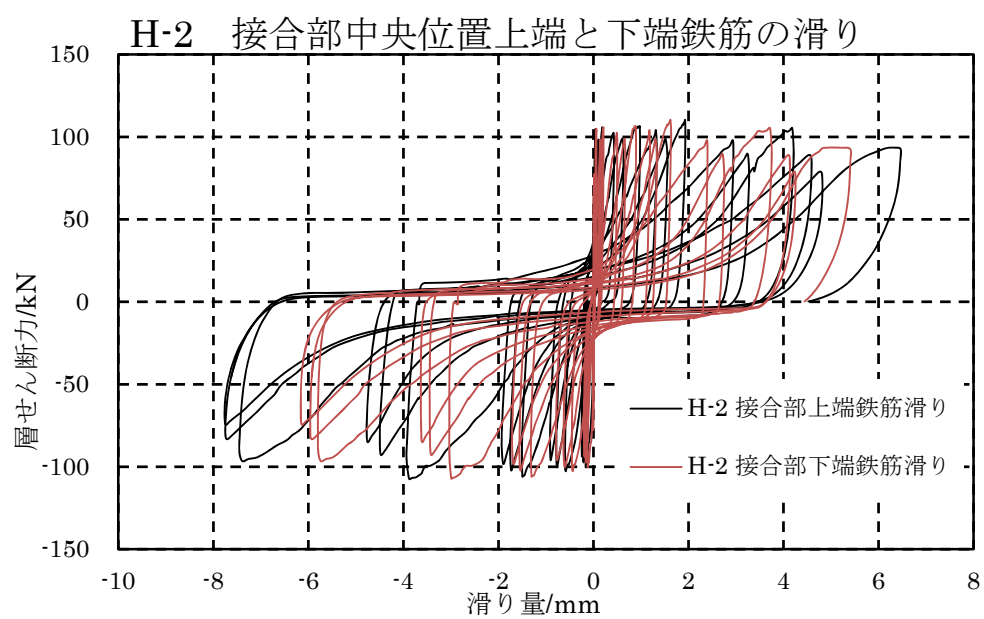
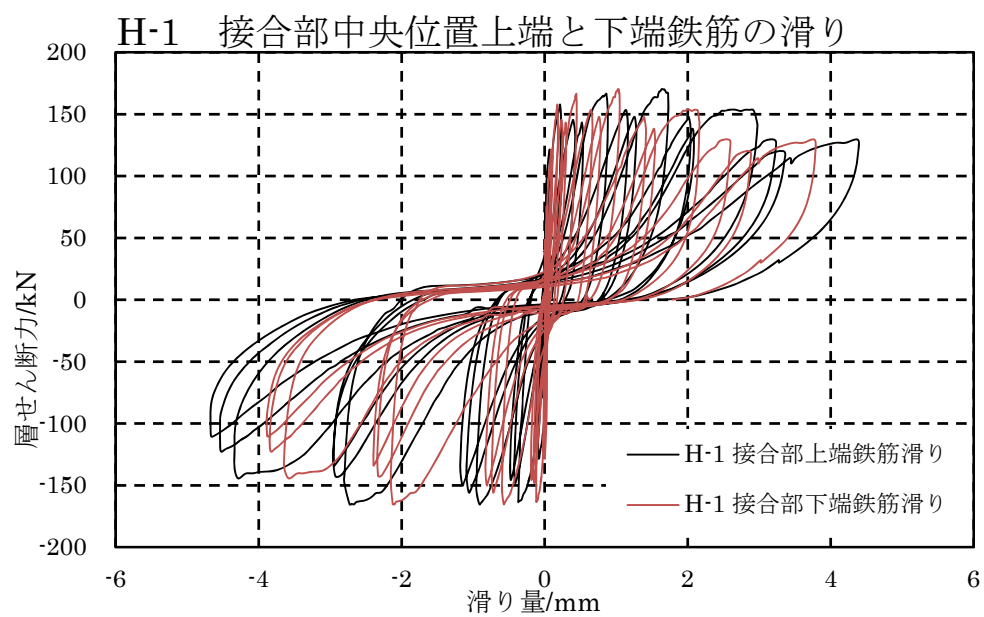


図 3.3 層せん断力－梁主筋滑り関係

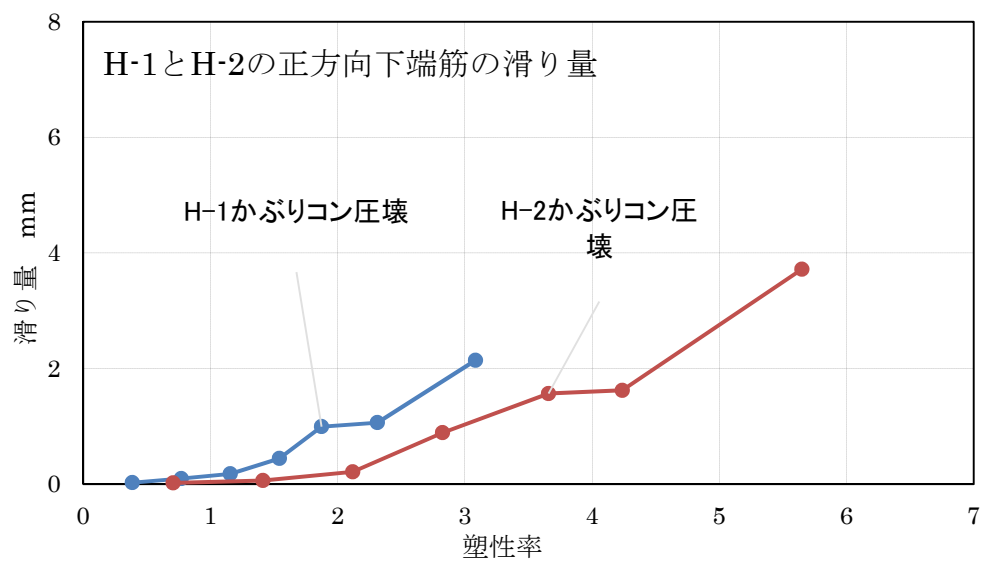
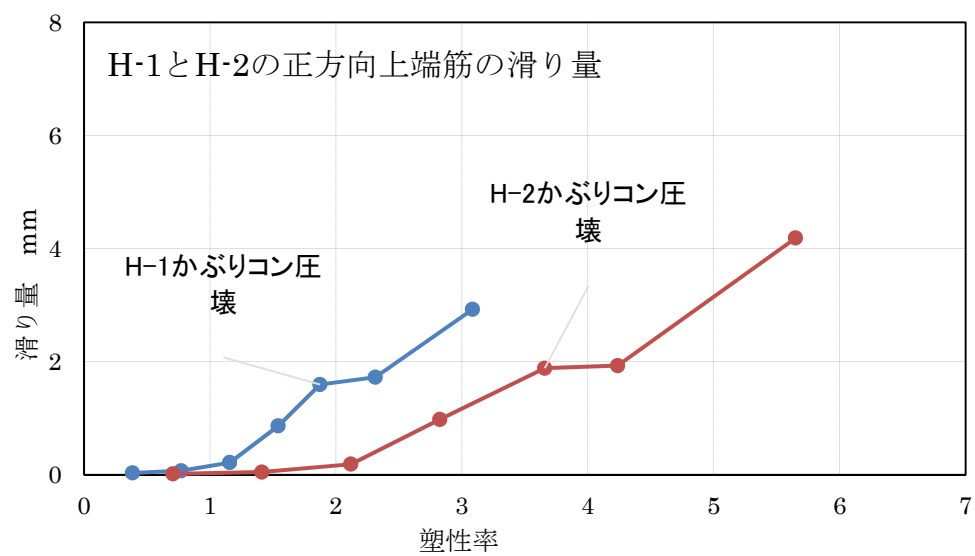


図 3.4 (a) 塑性率－梁主筋滑り関係

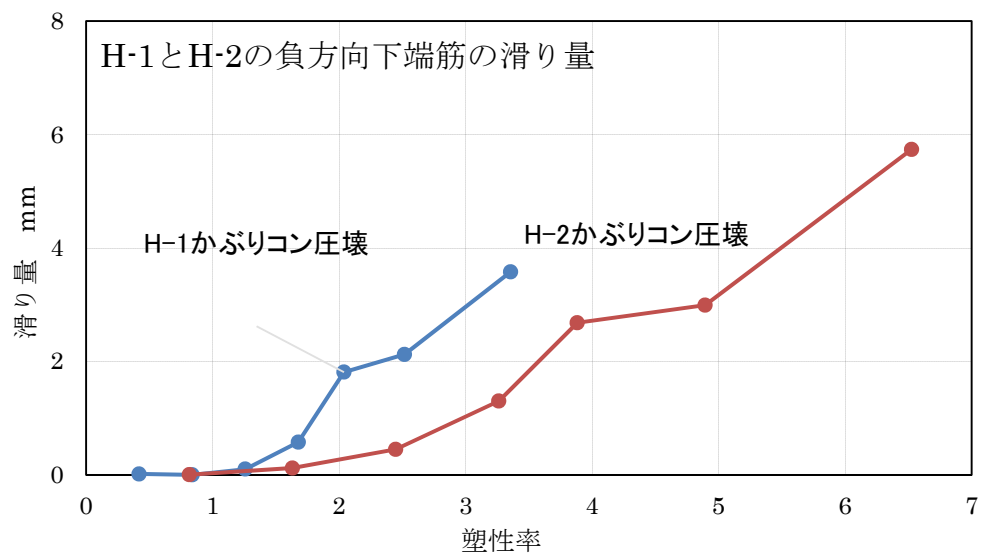
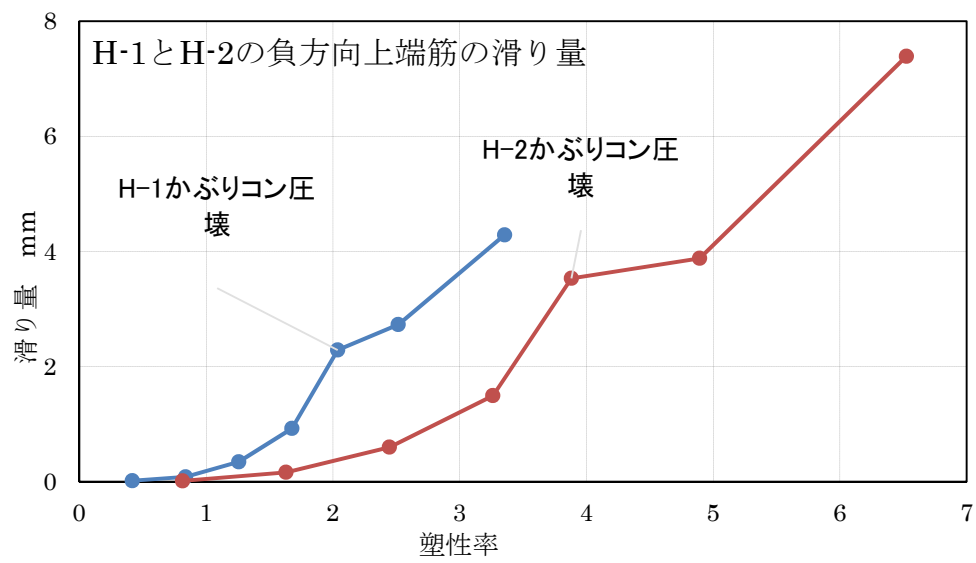


図 3.4 (b) 塑性率－梁主筋滑り関係

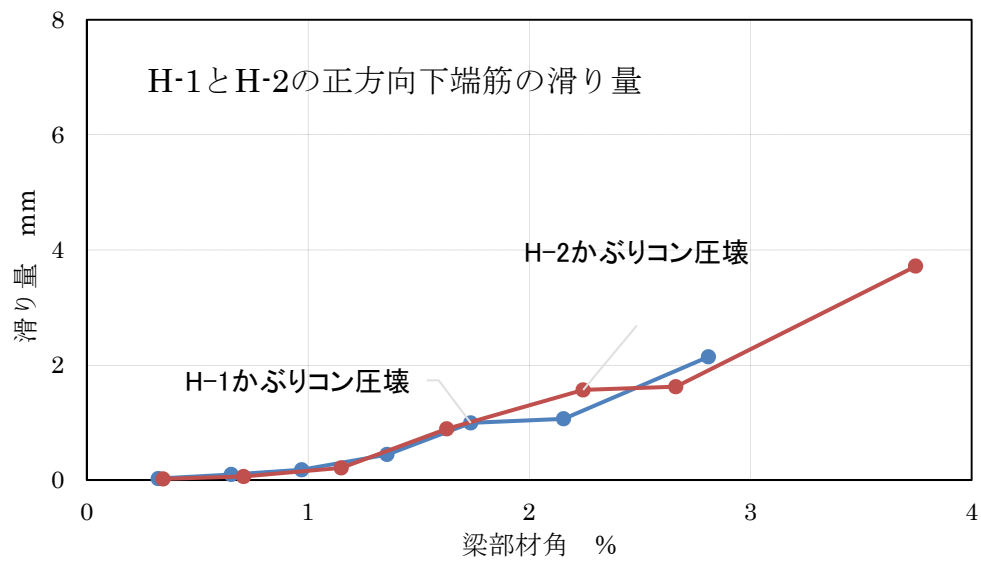
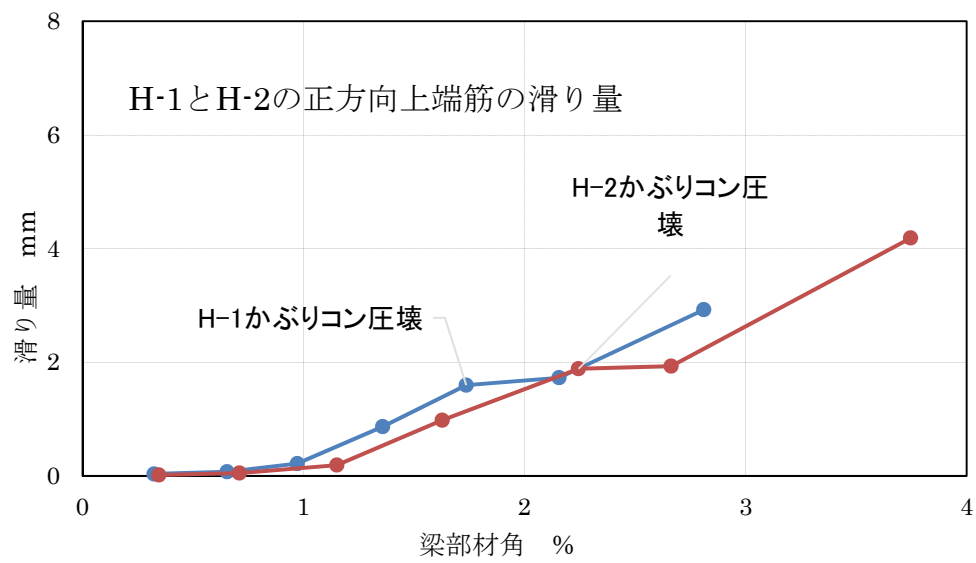


図 3.4 (c) 梁部材角－梁主筋滑り関係

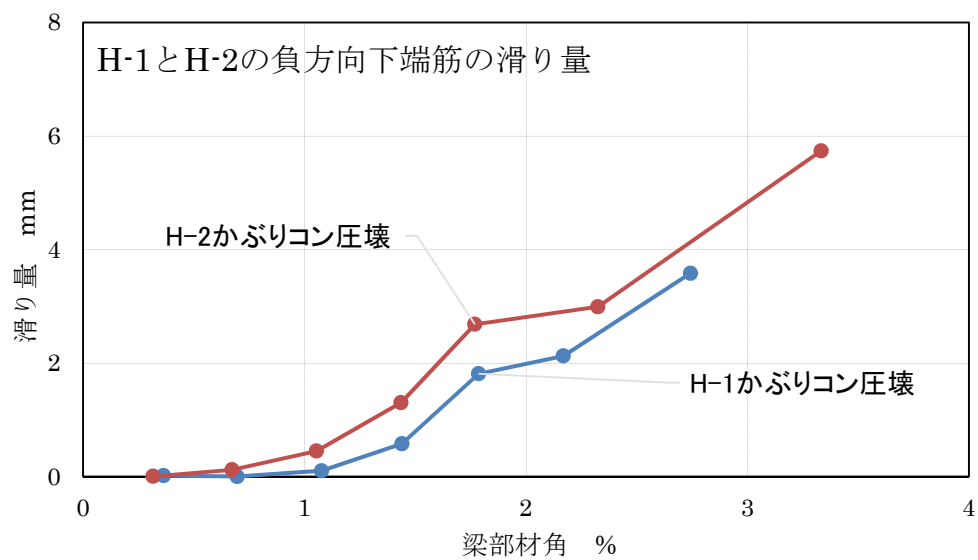
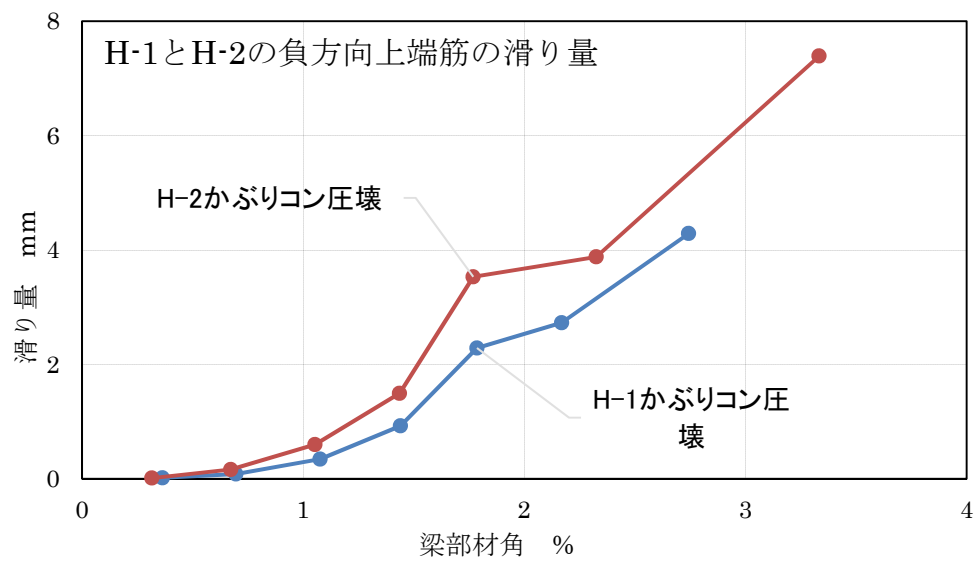
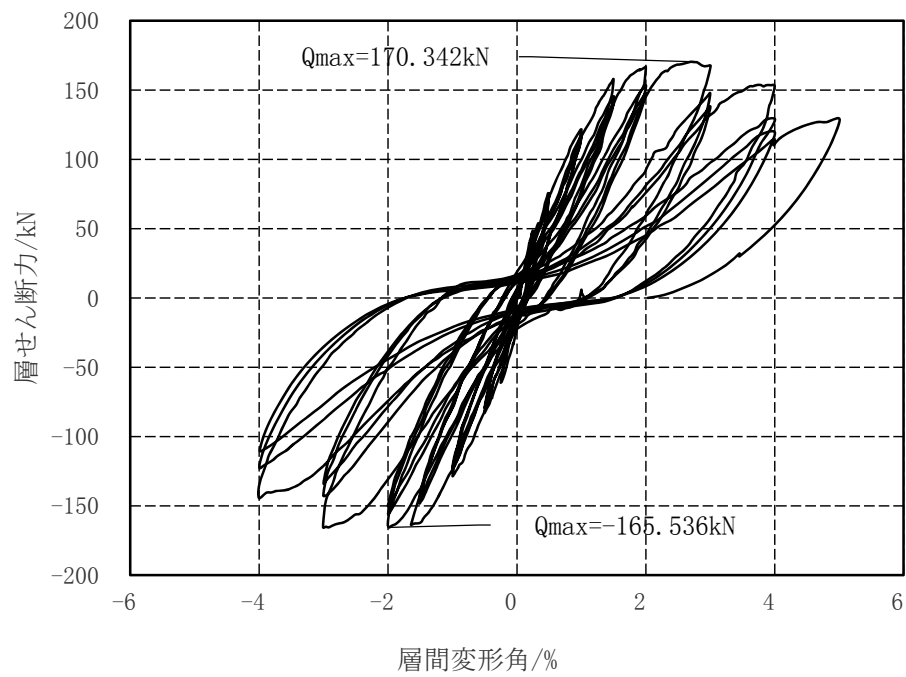


図 3.4 (d) 梁部材角－梁主筋滑り関係

3.3.3 層せん断力－層間変形角関係および柱頭、柱脚、接合部の復元力特性

図 3.5(a)に層せん断力－層間変形角関係を示す。図 3.5(b)に柱頭の復元力特性を示す。図 3.5(c)に柱脚の復元力特性を示す。図 3.5(d)に接合部の復元力特性を示す。層せん断力は、測定した両梁のせん断力の釣り合いから求めた。また、試験体 H-1 は層間変形角 2.10%程度、H-2 は層間変形角 2.65%程度で最大層せん断力に達した。全試験体は、主筋降伏した後、変形の増大とともに逆 S 形の履歴形状を示した。全試験体では、最大層せん断力以後、梁のかぶりコンクリートの圧壊・剥落により耐力が低下した。

H-1 復元力特性曲線



H-2復元力特性曲線

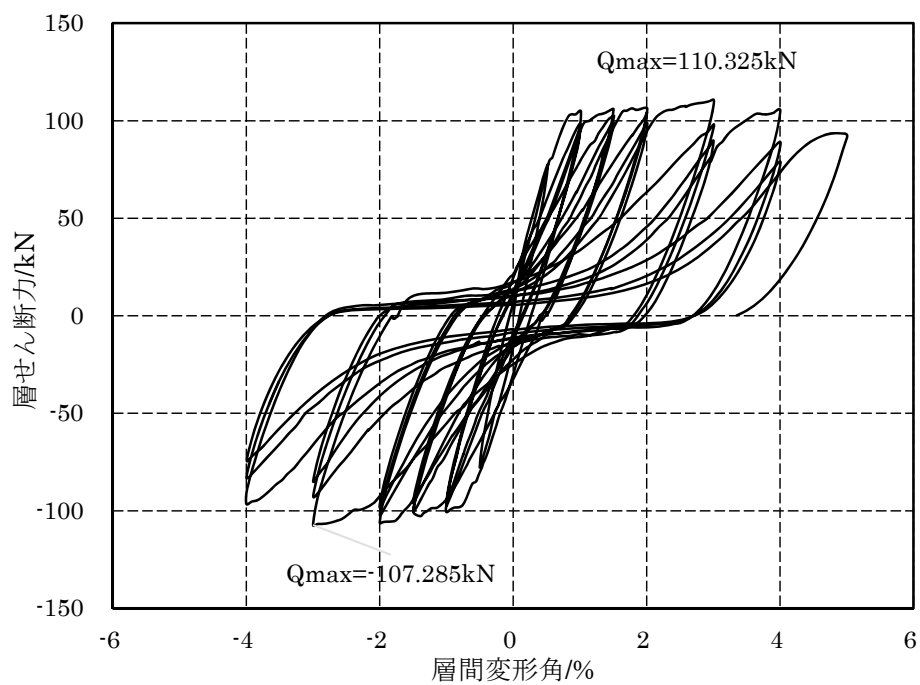


図 3.5(a) 層せん断力－層間変形角関係

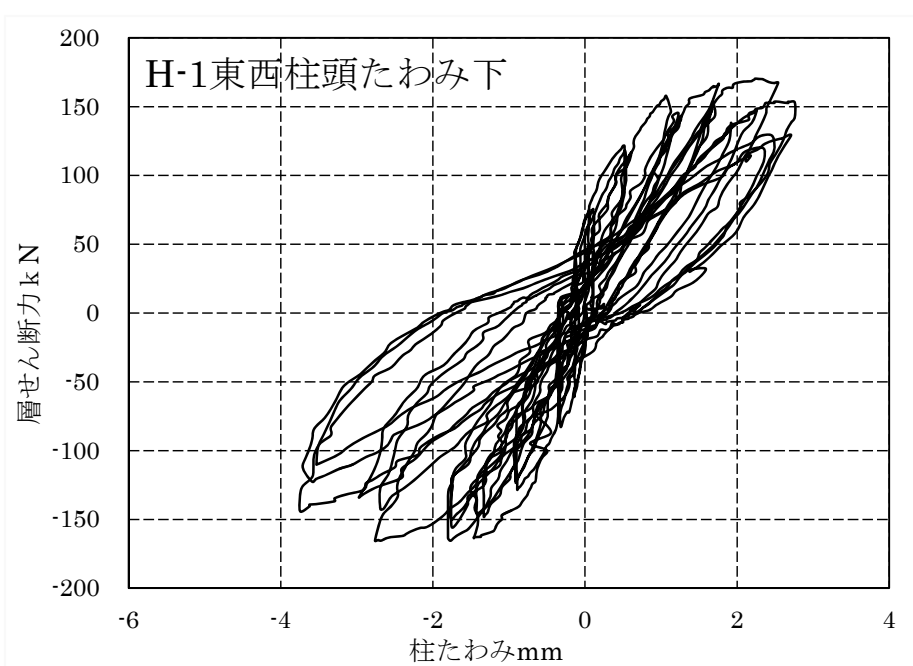
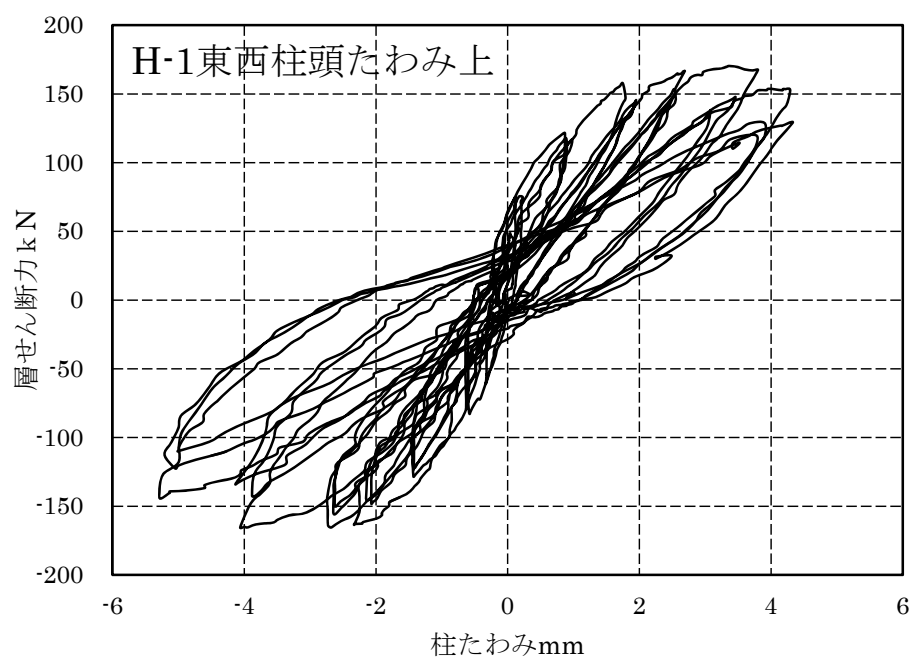


図 3.5(b) 柱頭の復元力特性

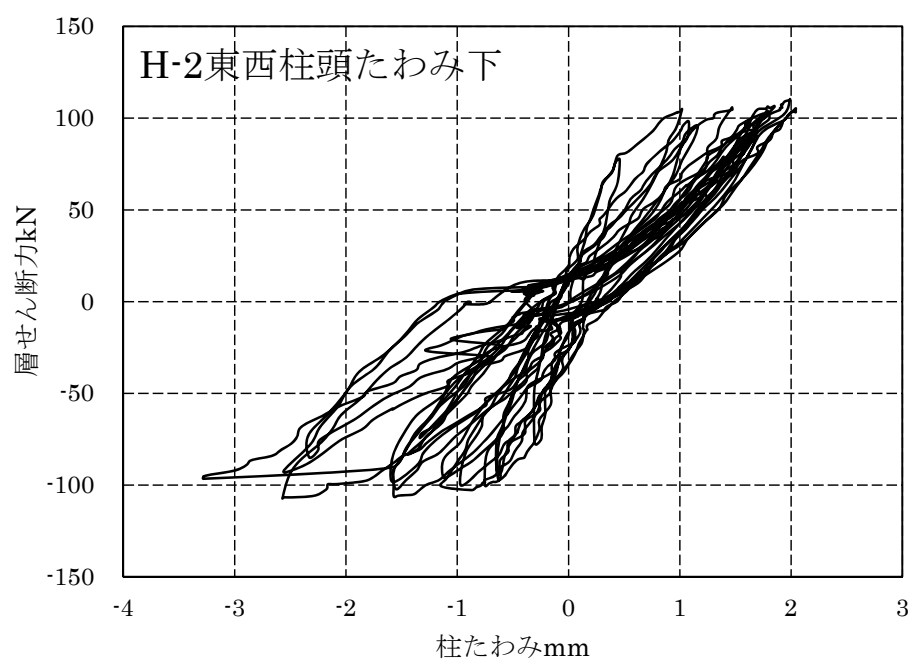
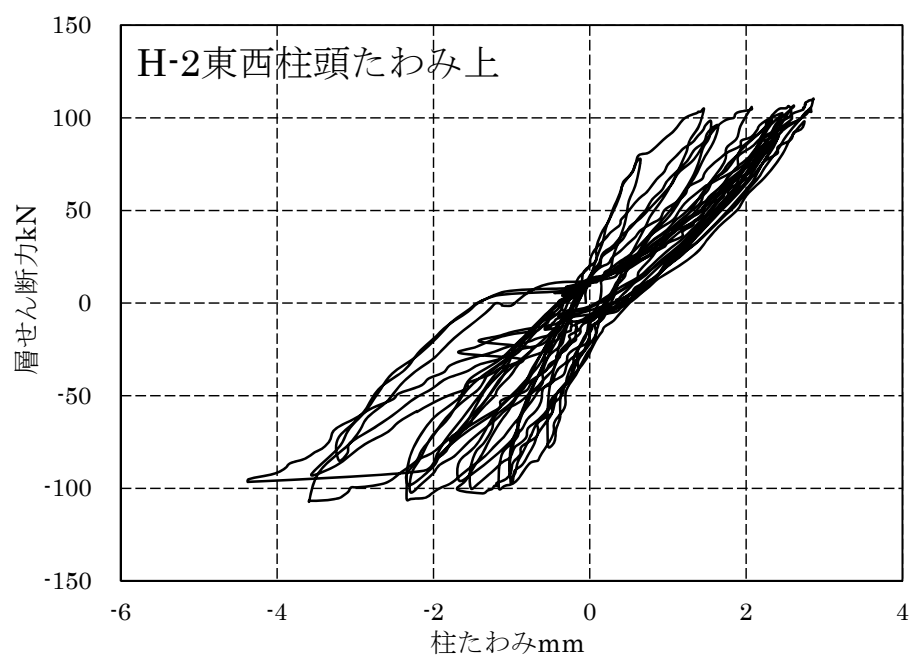


図 3.5(b) 柱頭の復元力特性

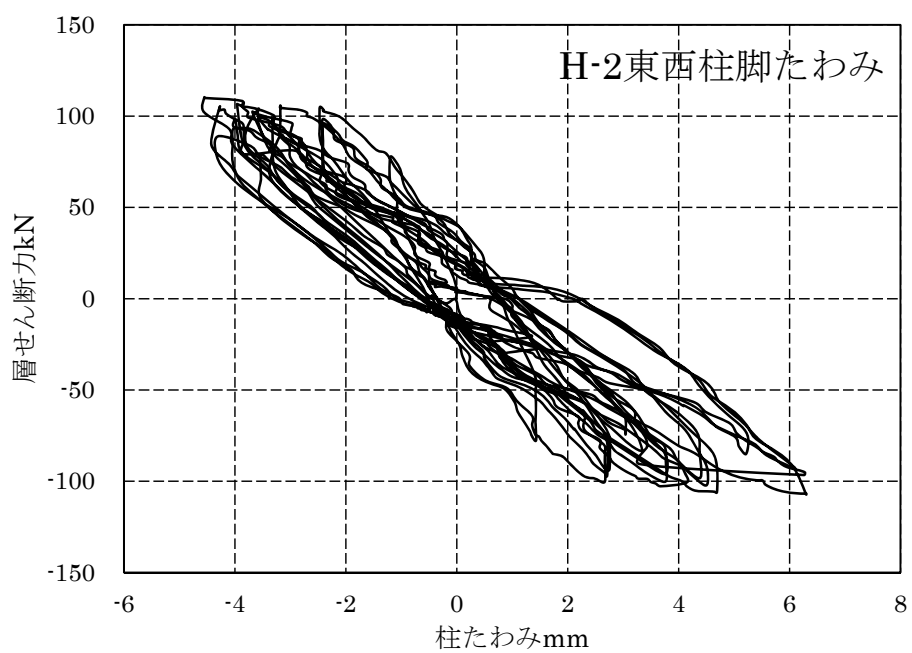
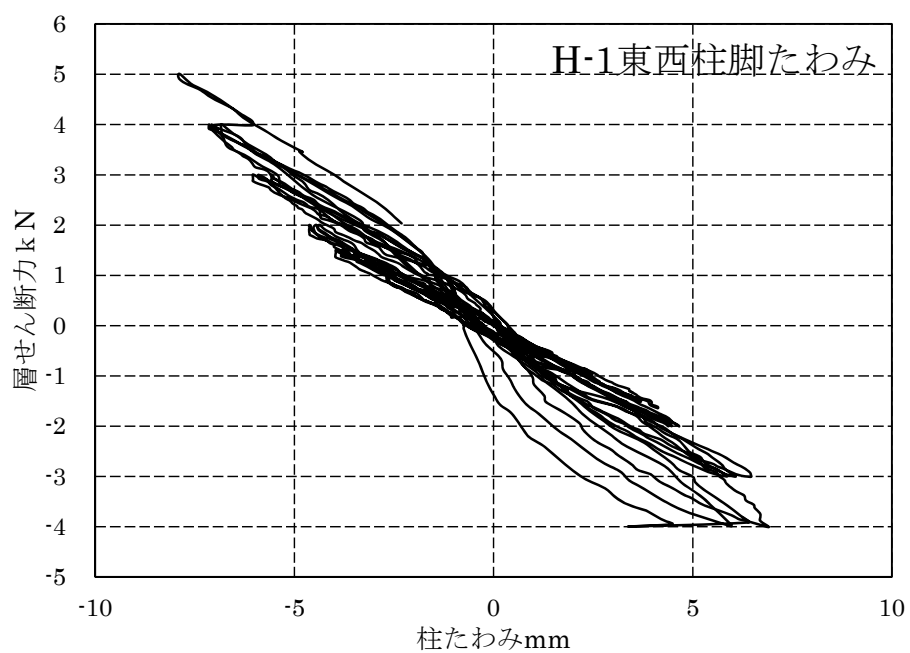


図 3.5(c) 柱脚の復元力特性

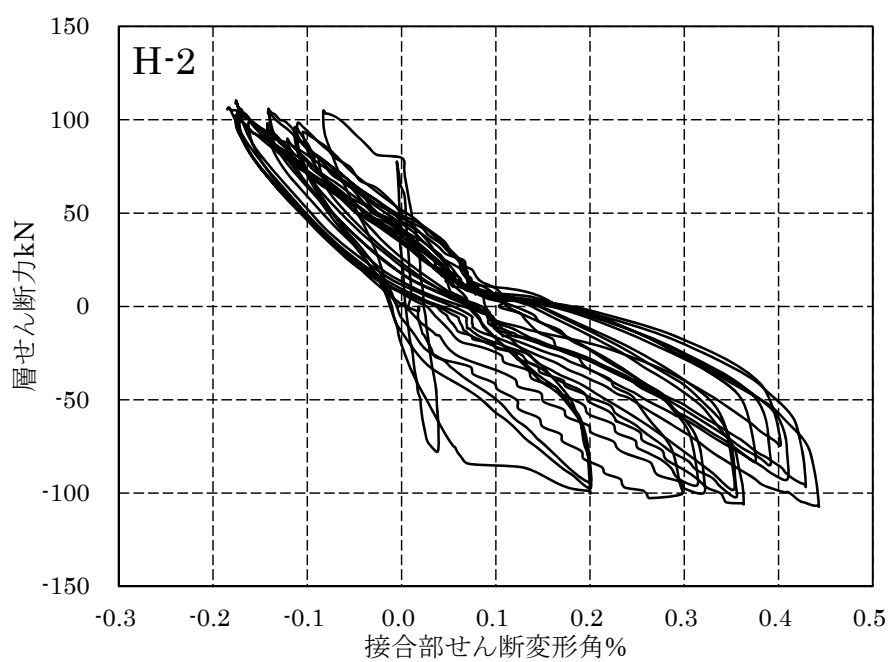
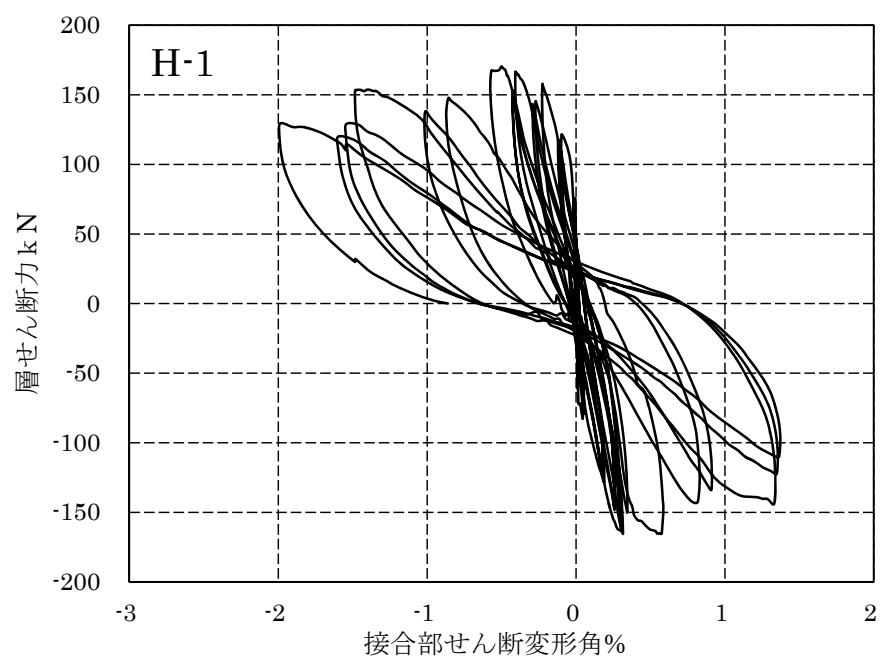


図 3.5(d) 接合部の復元力特性

3.4 破壊モードと変形成分

図3.6に東梁の上端が引張となる正載荷時を対象として、層間変形角に占める柱、梁及び柱梁接合部の各変形成分を示す。最大耐力時の層間変形角を赤の縦破線で示した。図の横軸は直接測定した層間変形角である。試験体H-2の梁の変形成分は層間変形角の80%以上を占めたため、破壊モードは梁曲げ破壊と判断した。試験体H-1では、層間変形角5%の時に柱梁接合部の激しい損傷を観察した。柱梁接合部の変形成分は梁の変形成分の1/3に達したが、主要な変形成分は梁であった。そこで、破壊モードは梁曲げ破壊と判断した。表3.2に各サイクルの変形の実験データを示す。

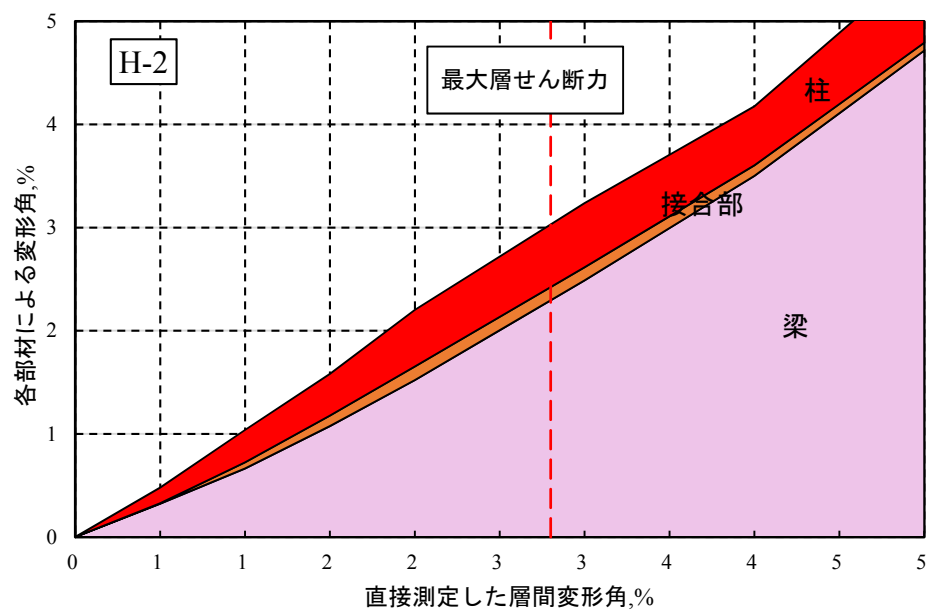
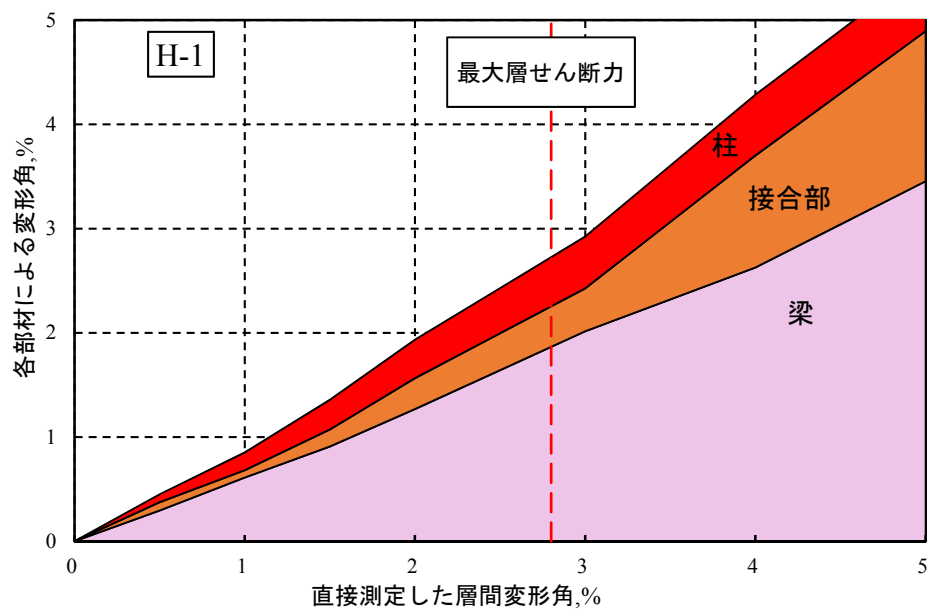


図 3.6 試験体 H-1 と H-2 の変形成分

表 3.2 各サイクル変形の実験データ

H-1

cycle	step	東西間変位		計算東西はねたわみ		東西はねたわみ		西側たわみ		東側たわみ		東西結合部せん断変位 δ								
		mm	%	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	%							
±1W ±2W ±4W ±7W ±10W ±13W ±16W ±19W	44	0.248		5.932		0.009		0.46		0.47		2.05		-2.20		3.19		0.001		0.017
	140	0.500		12.003		0.500		1.39		1.89		4.63		-4.30		7.07		0.110		1.911
	303	1.002		24.053		1.805		2.65		4.26		9.55		-10.00		14.66		0.097		1.885
	599	1.500		35.992		3.178		3.96		7.14		13.67		-15.40		21.80		0.226		3.927
	1001	2.001		48.032		4.803		4.82		9.26		19.18		-21.42		30.45		0.406		7.689
	1386	3.005		72.123		6.446		6.04		12.49		31.16		-33.29		48.34		0.589		9.886
	1794	3.999		95.994		7.500		7.14		14.64		41.27		-42.77		63.03		1.434		25.785
	2145	5.005		120.120		7.732		7.88		15.61		54.16		-53.36		82.89		1.988		34.542
	±1E ±2E ±4E ±7E ±10E ±13E ±16E	39	-0.252		-6.040		-0.729		-0.50		-1.23		-3.49		3.57		-5.30		-0.012	
184		-0.503		-12.084		-1.126		-1.06		-2.19		-5.38		5.57		-8.21		-0.045		-0.782
365		-0.998		-23.990		-2.564		-2.47		-5.03		-10.25		10.56		-15.61		-0.189		-3.284
690		-1.520		-36.472		-3.974		-3.97		-7.84		-16.16		16.03		-24.14		-0.285		-4.952
1081		-2.000		-48.080		-4.860		-4.66		-9.24		-21.80		21.26		-32.20		-0.316		-5.491
1465		-3.008		-72.192		-6.790		-6.46		-13.25		-32.51		32.35		-48.65		-0.375		-9.891
1835	-4.001		-96.032		-8.514		-6.91		-15.42		-40.45		41.58		-61.52		-1.328		-23.074	

H-2

cycle	step	東西間変位		計算東西はねたわみ		東西はねたわみ		西側たわみ		東側たわみ		東西結合部せん断 δ									
		mm	%	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	%									
0.500 1.000 1.500 2.000 3.000 4.000 5.000	23	0.523		12.540		2.225		1.20		3.49		5.13		-5.23		7.77		0.005		0.067	
	80	1.016		24.390		4.452		2.47		7.12		10.43		-10.31		15.93		0.083		1.442	
	296	1.505		36.120		6.080		3.18		9.24		17.08		-17.32		25.80		0.141		2.450	
	565	2.011		48.270		8.406		3.96		12.37		23.73		-24.95		36.51		0.182		3.162	
	840	3.010		72.240		9.454		4.55		14.00		39.06		-40.57		59.72		0.175		3.041	
	1171	4.004		96.090		8.658		4.27		12.93		55.37		-56.86		84.02		0.141		2.450	
	1463	5.006		120.150		13.223		4.04		17.26		74.23		-76.64		113.15		0.105		1.824	
	-0.500 -1.000 -1.500 -2.000 -3.000 -4.000	48	-0.489		-11.970		-1.853		-1.49		-3.28		-4.43		5.01		-7.08		-0.039		-0.678
		113	-1.006		-24.150		-3.407		-2.67		-6.08		-9.66		10.47		-15.10		-0.200		-3.475
349		-1.485		-35.880		-4.557		-4.14		-8.50		-15.95		15.56		-23.63		-0.296		-5.149	
618		-1.988		-47.940		-6.871		-4.69		-13.56		-21.59		21.34		-32.20		-0.383		-6.307	
900		-2.988		-71.940		-11.717		-6.20		-18.02		-35.57		33.96		-52.15		-0.443		-7.897	
1237		-3.995		-95.880		-14.639		-6.26		-20.90		-51.01		48.64		-74.74		-0.429		-7.454	
1463		-4.995		-119.880		-18.639		-7.26		-26.90		-61.01		68.64		-94.74		-0.429		-7.454	

3.5 梁主筋ひずみ分布

図 3.7 に層間変形角 0.25%、0.5%、1%、1.5%、2%、3%、4%（各変形角の第 1 サイクル）の梁主筋のひずみ分布を示す。試験体 H-1 は梁危険断面から 1D（D：梁せい=400mm）まで、試験体 H-2 は梁危険断面から 1D までの区間で梁主筋が降伏した。

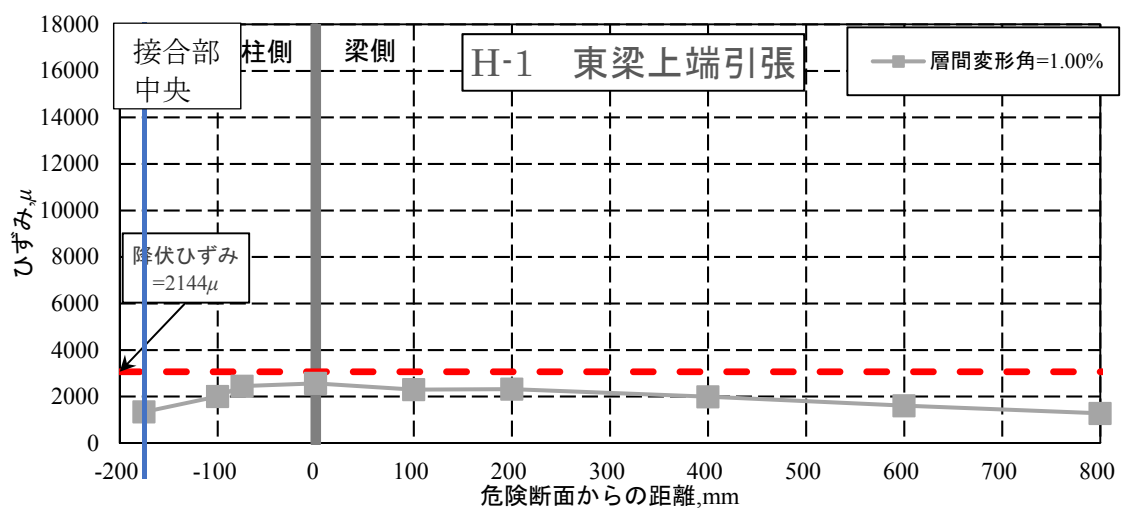
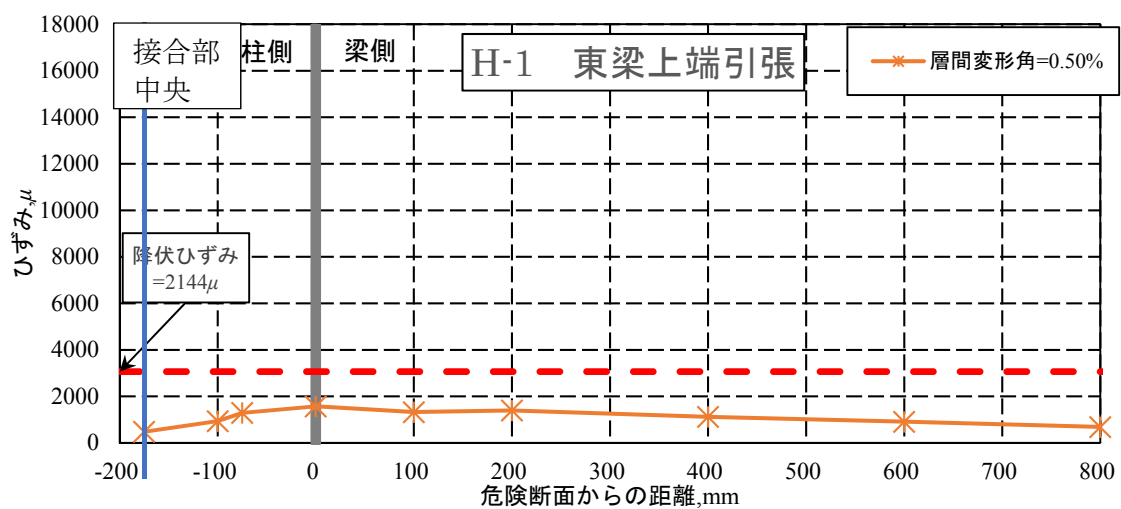
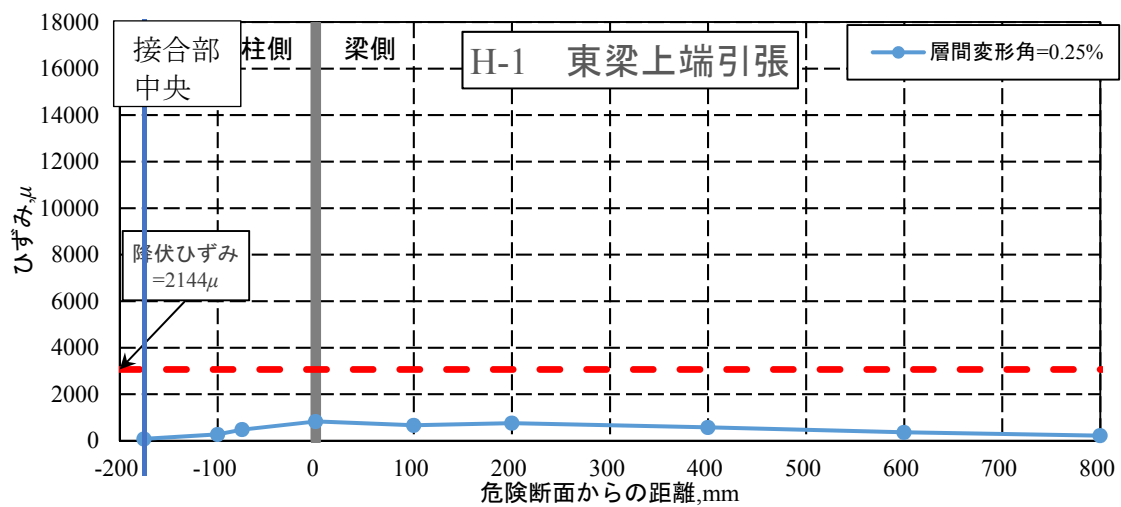


図 3.7 (a) 上端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 H-1)

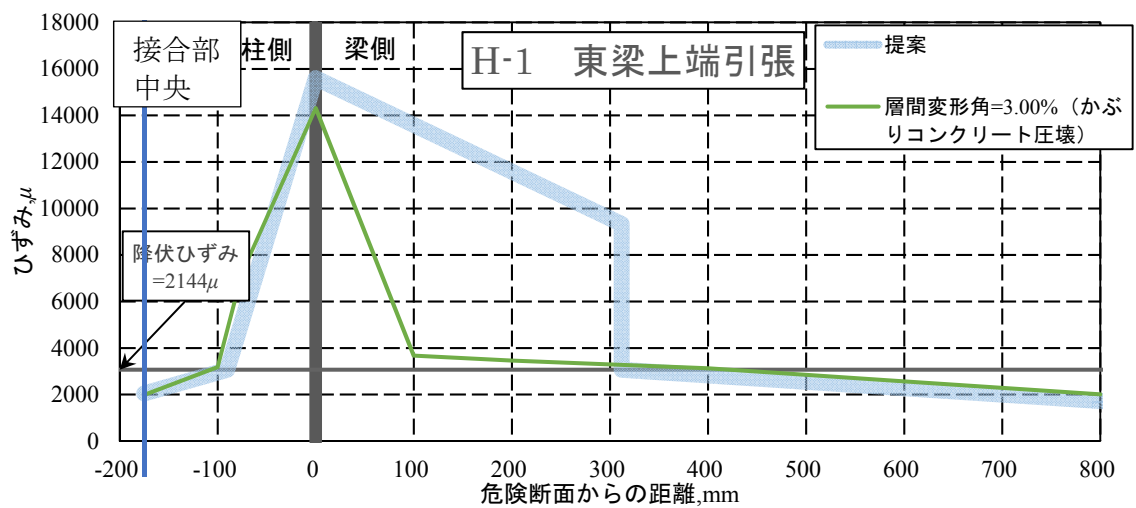
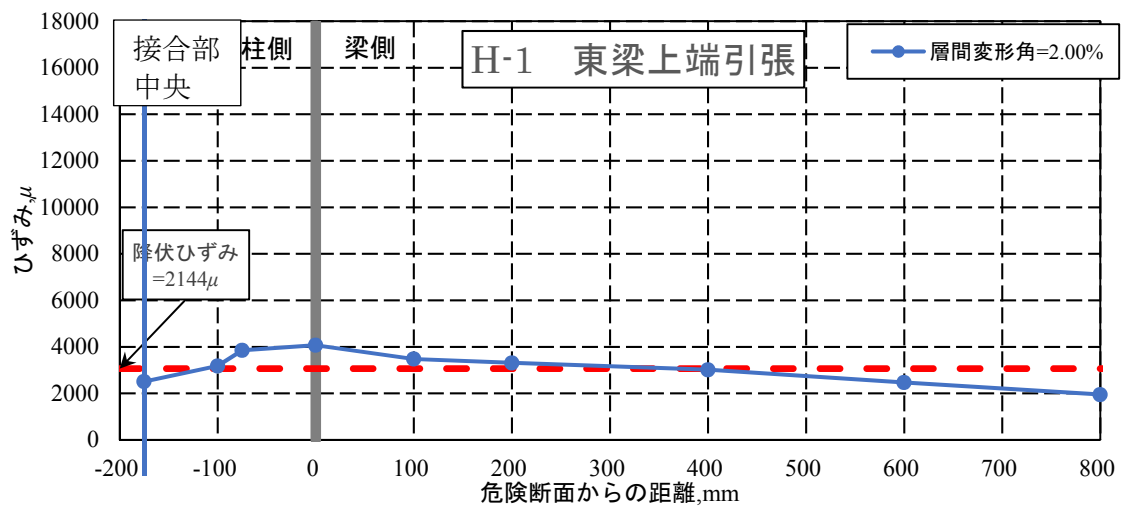
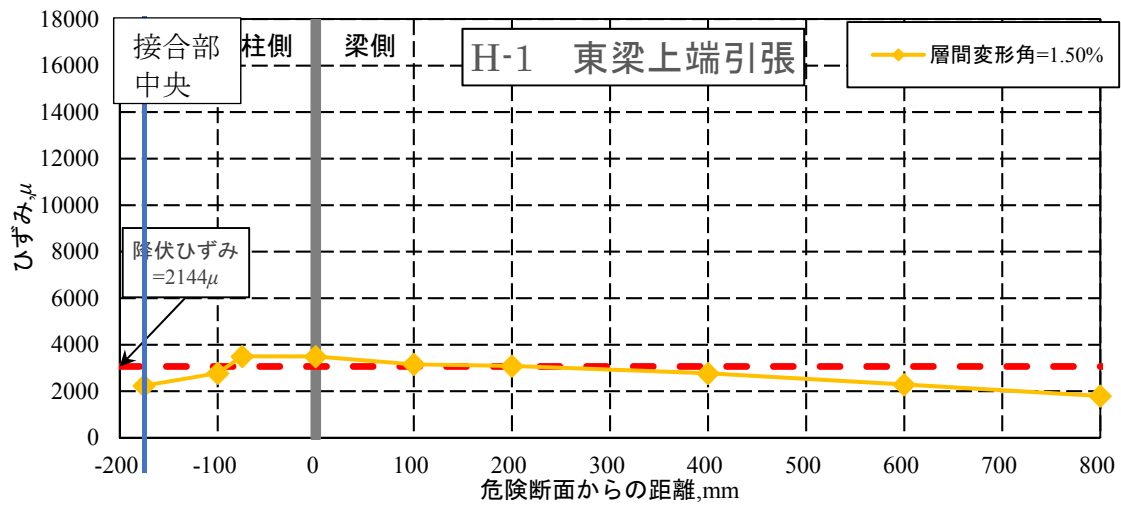


図 3.7 (a) 上端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 H-1)

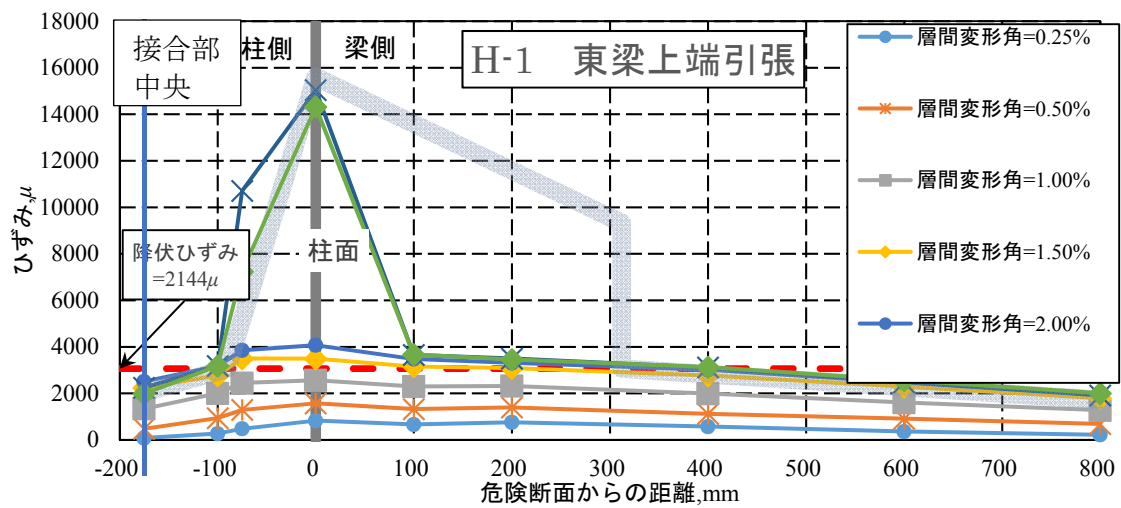
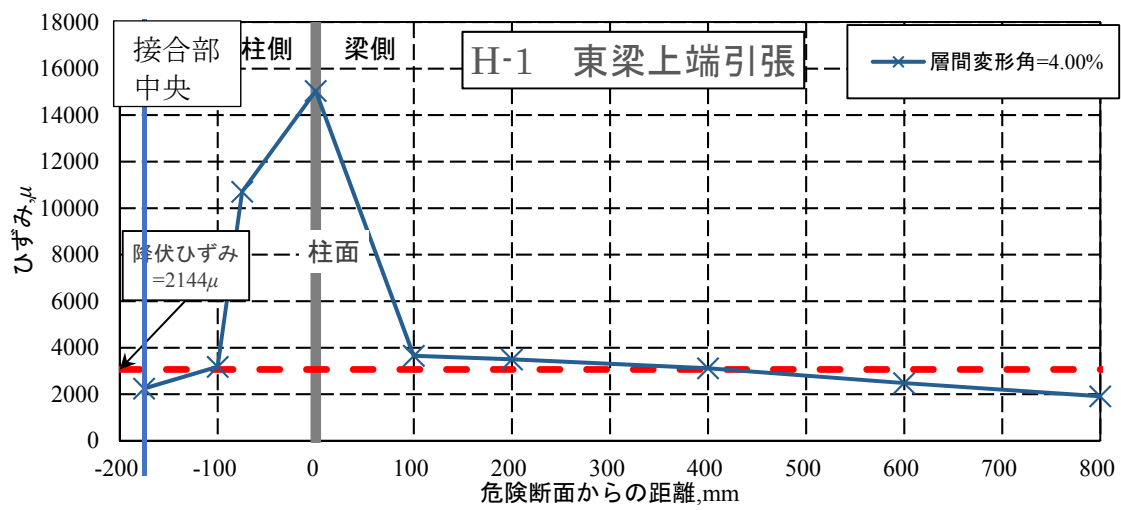


図 3.7 (a) 上端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 H-1)

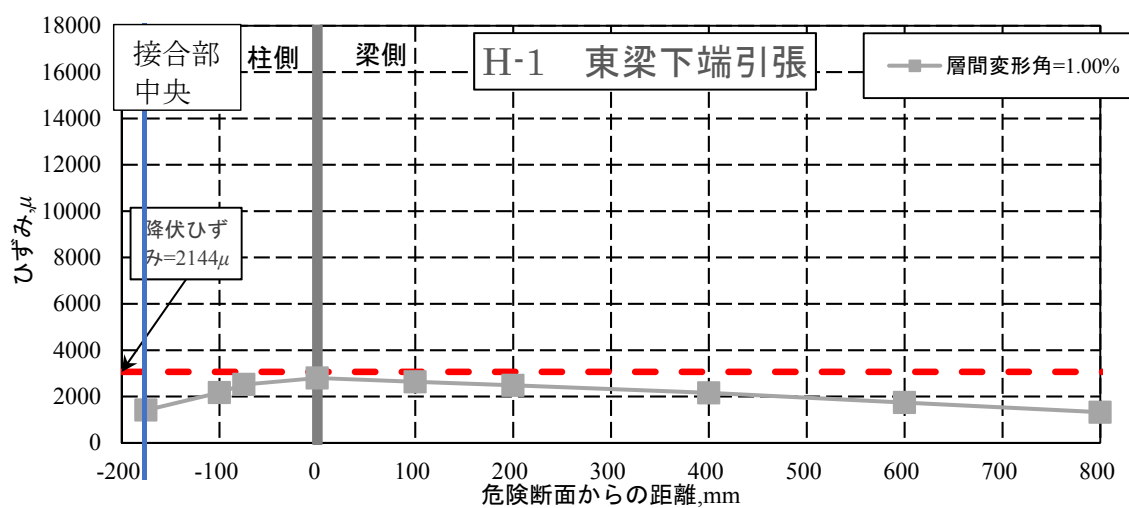
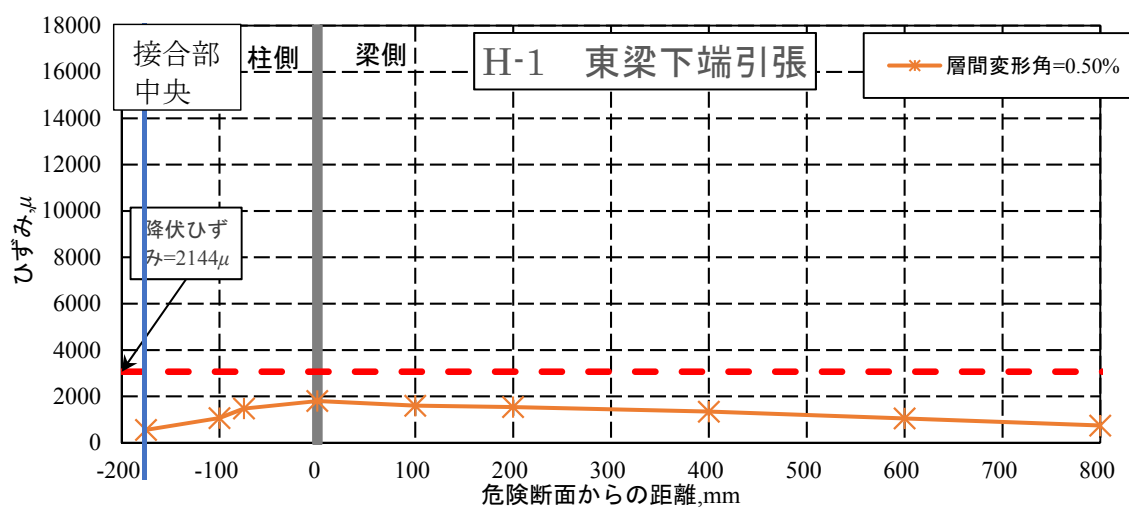
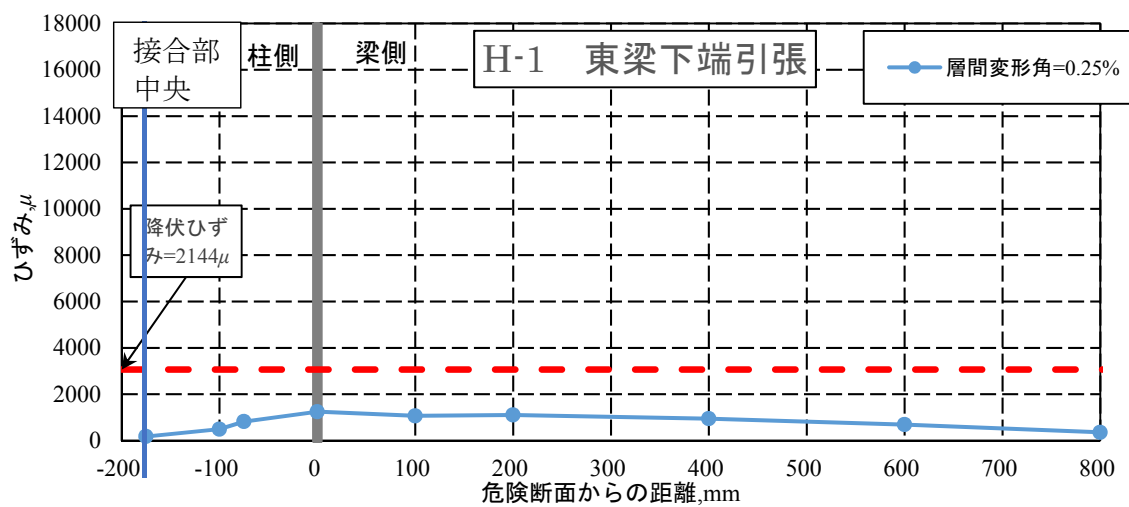


図 3.7 (b) 下端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 H-1)

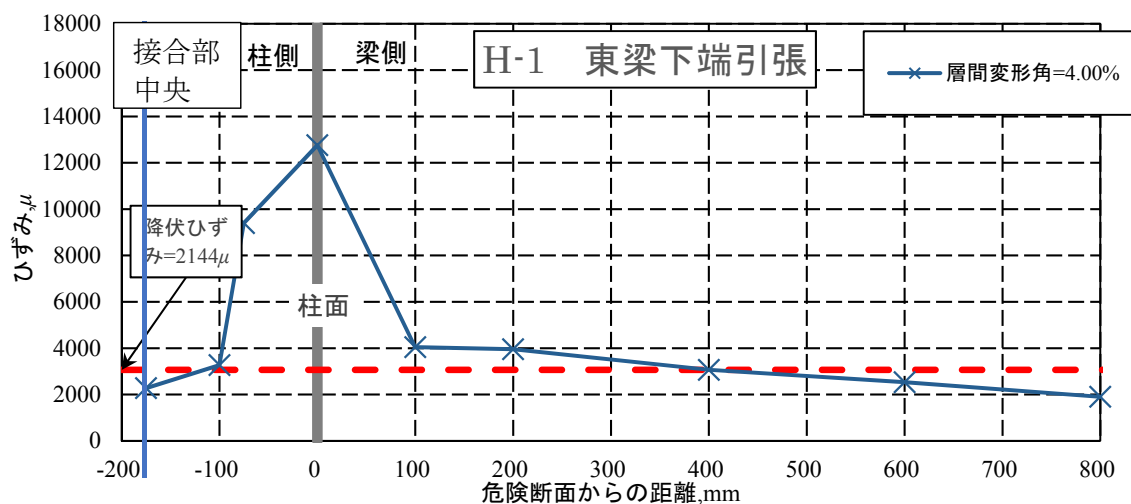
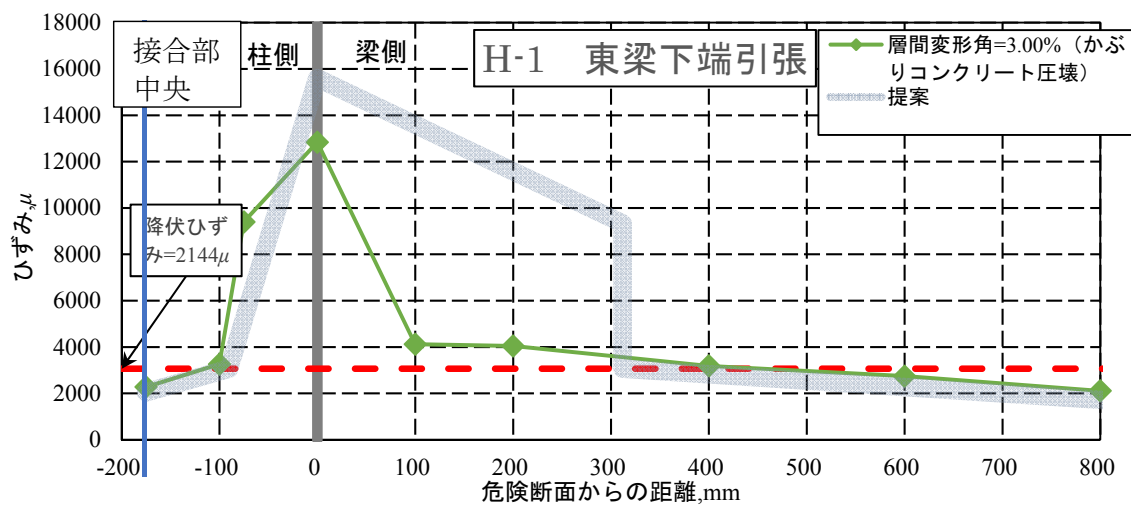
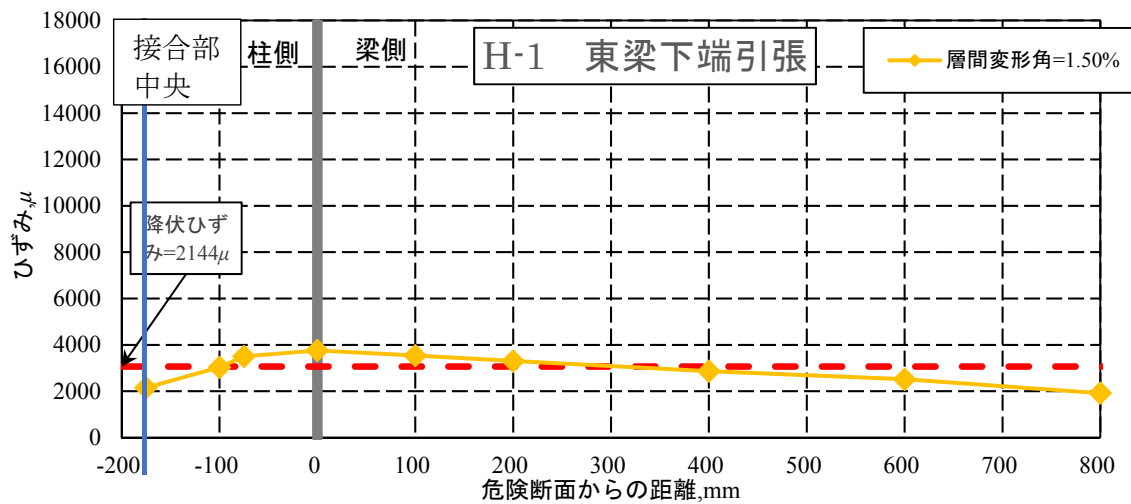


図 3.7 (b) 下端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 H-1)

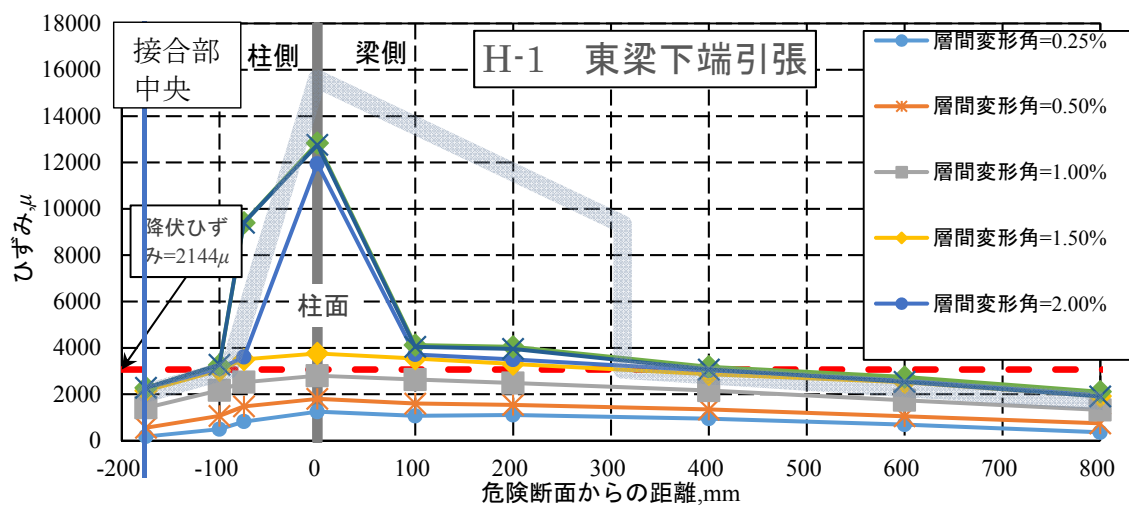


図 3.7 (b) 下端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 H-1)

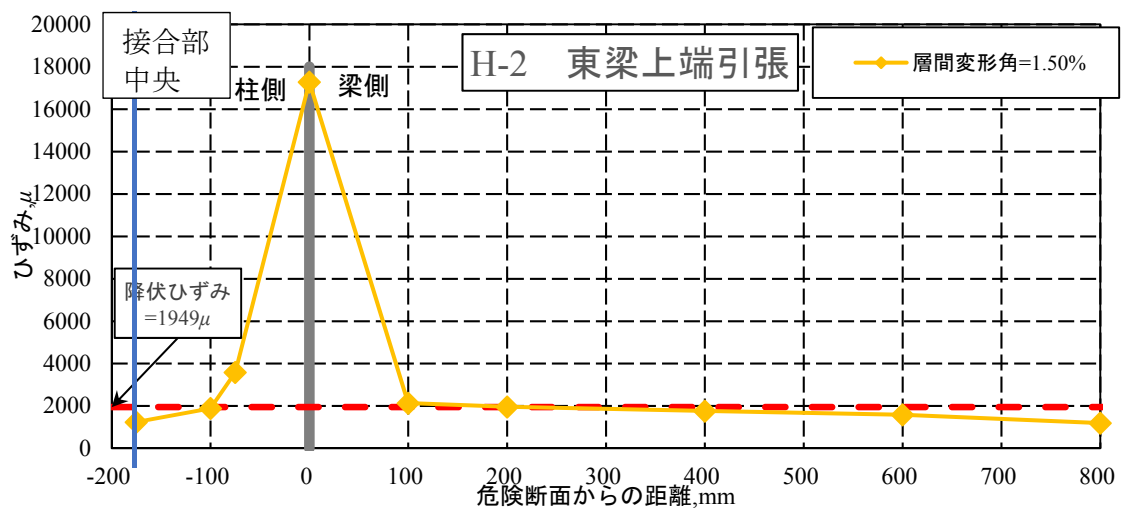
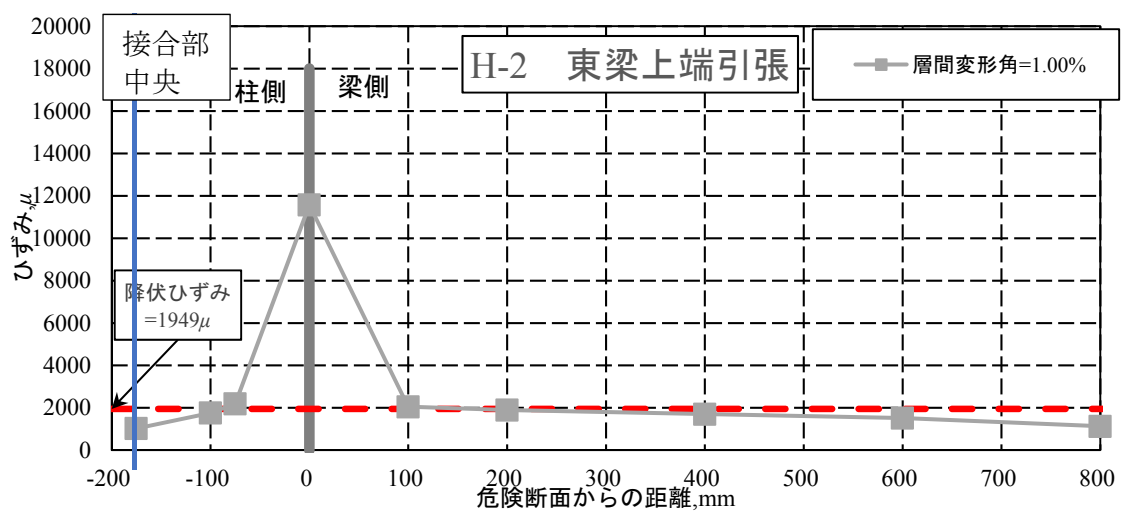
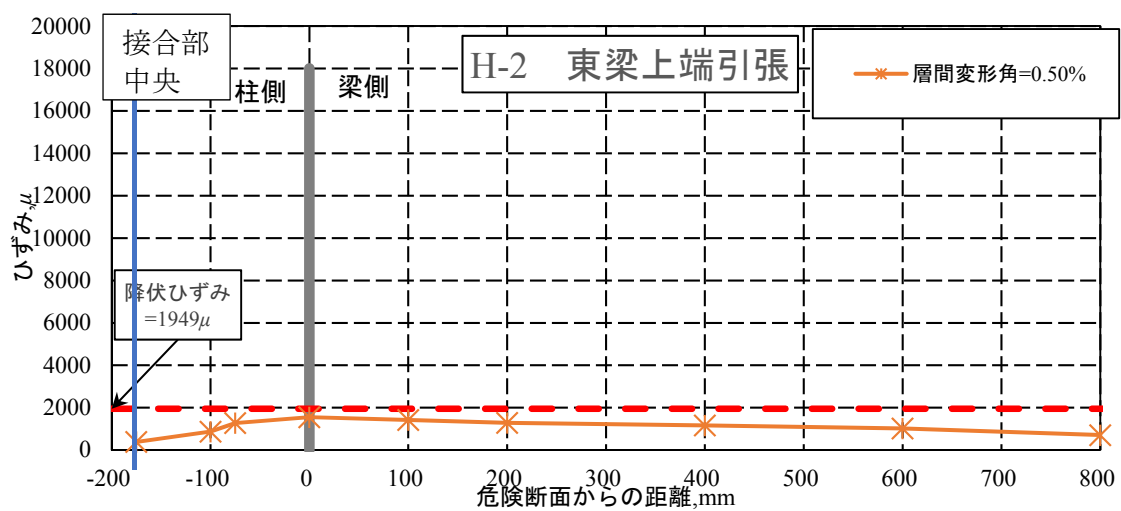


図 3.7 (c) 上端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 H-2)

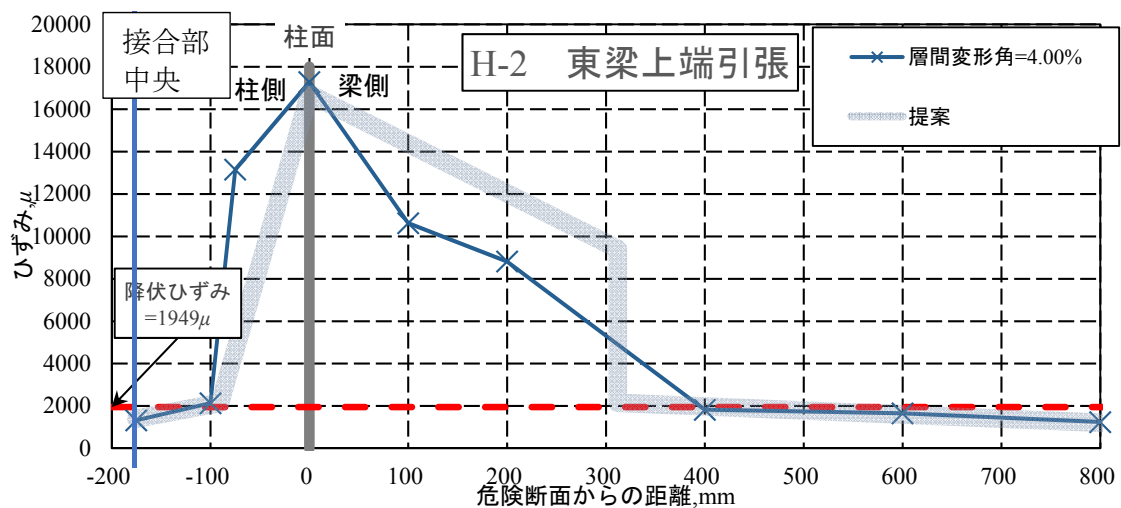
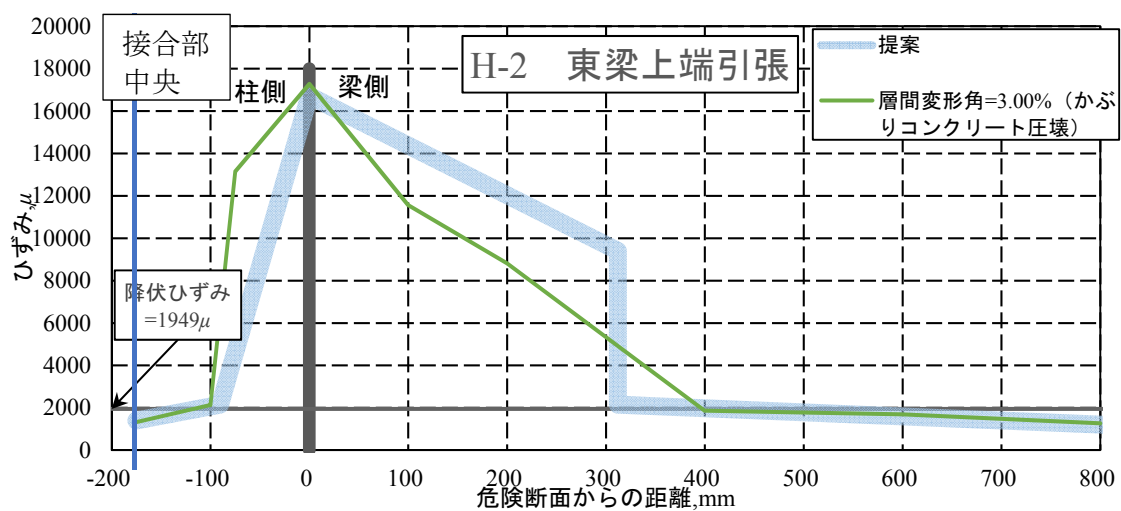
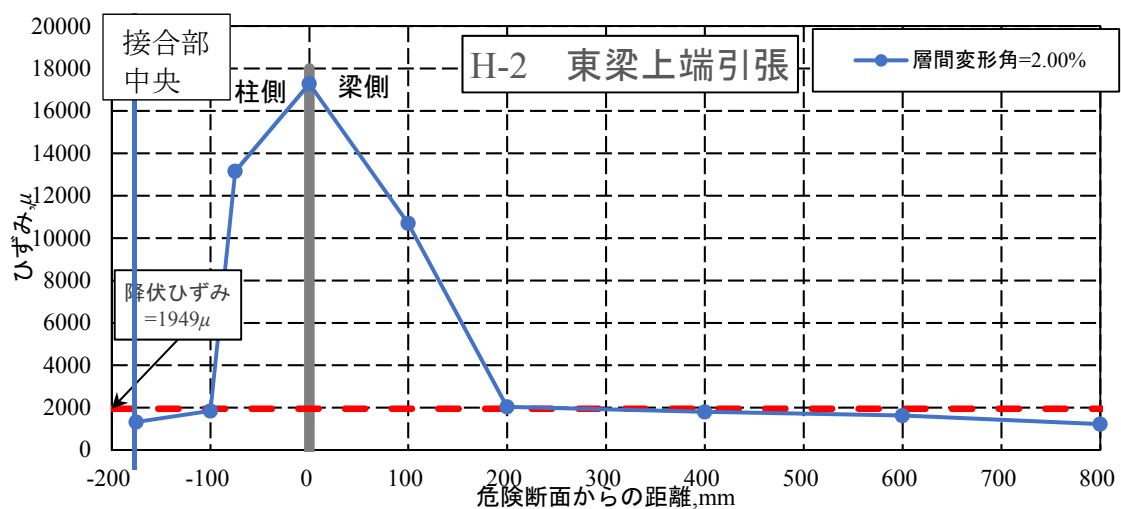


図 3.7 (c) 上端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 H-2)

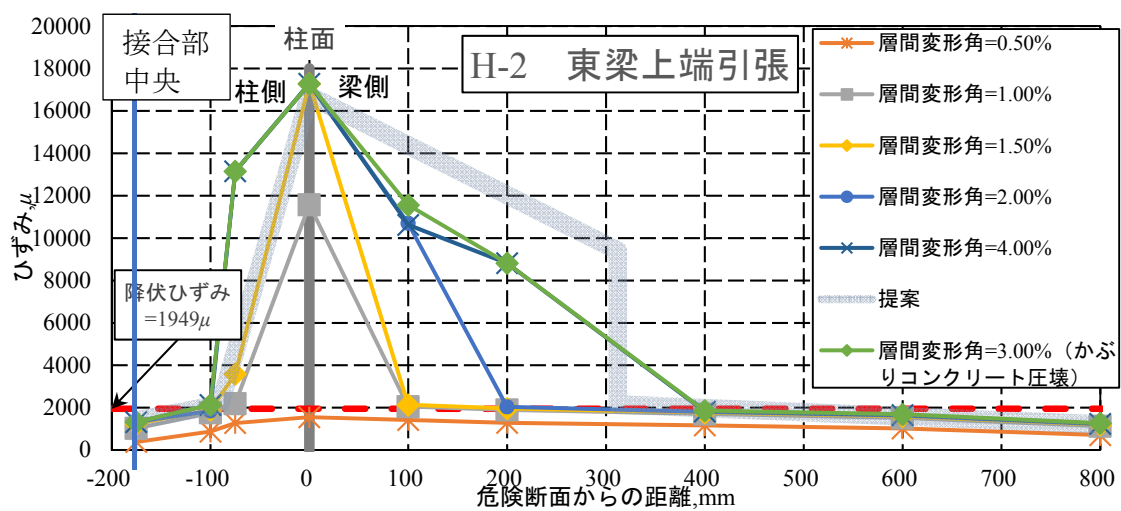


図 3.7 (c) 上端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 H-2)

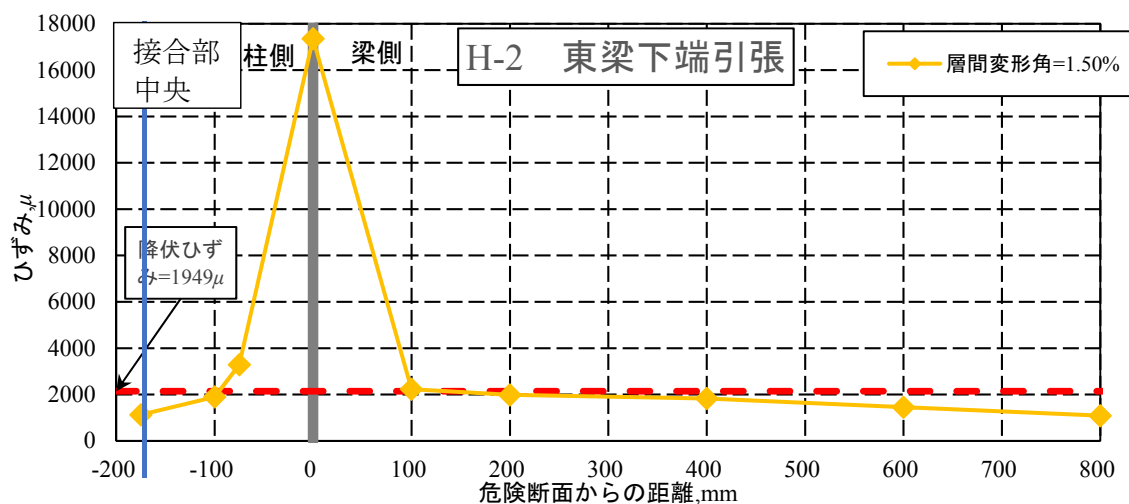
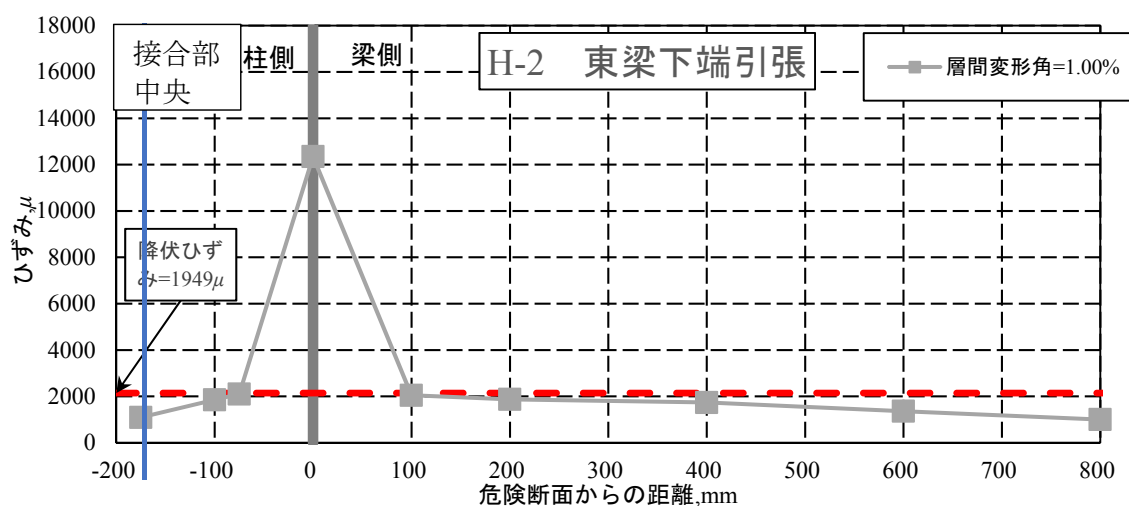
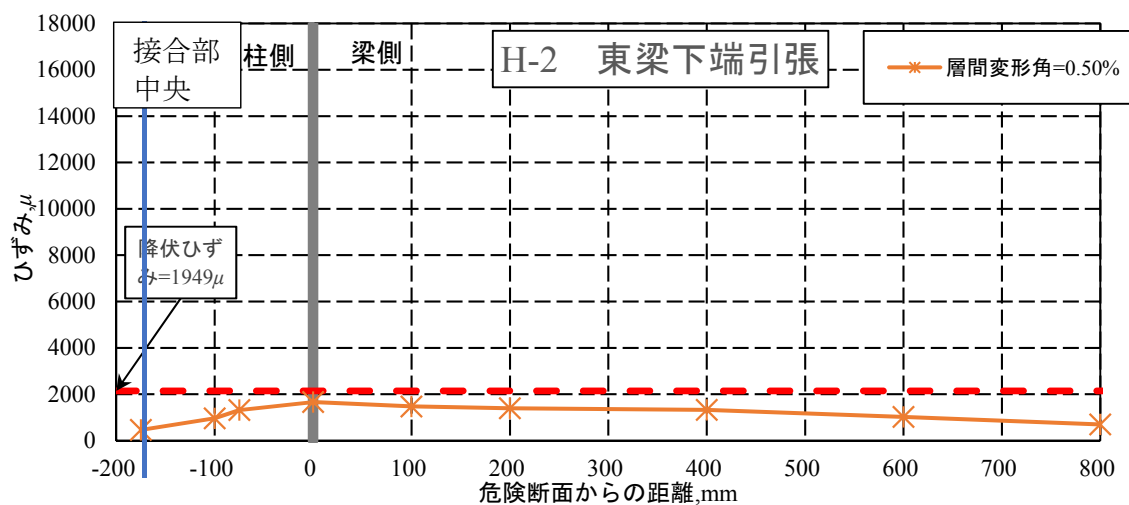


図 3.7 (d) 下端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 H-2)

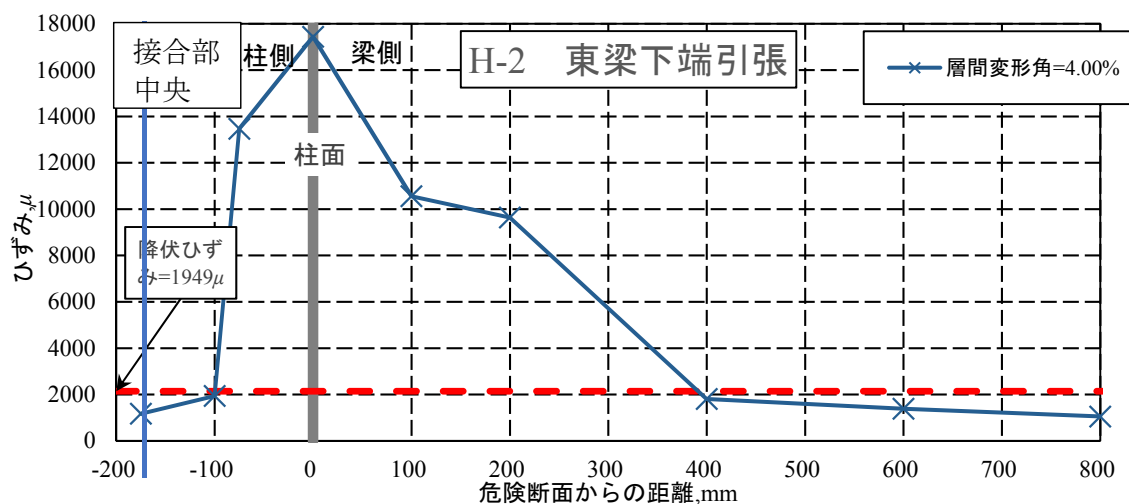
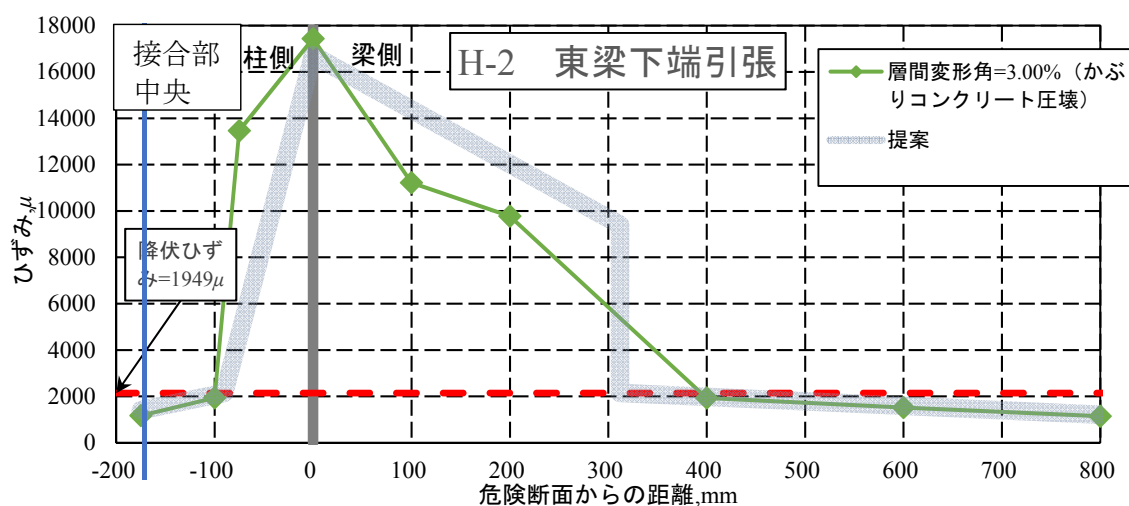
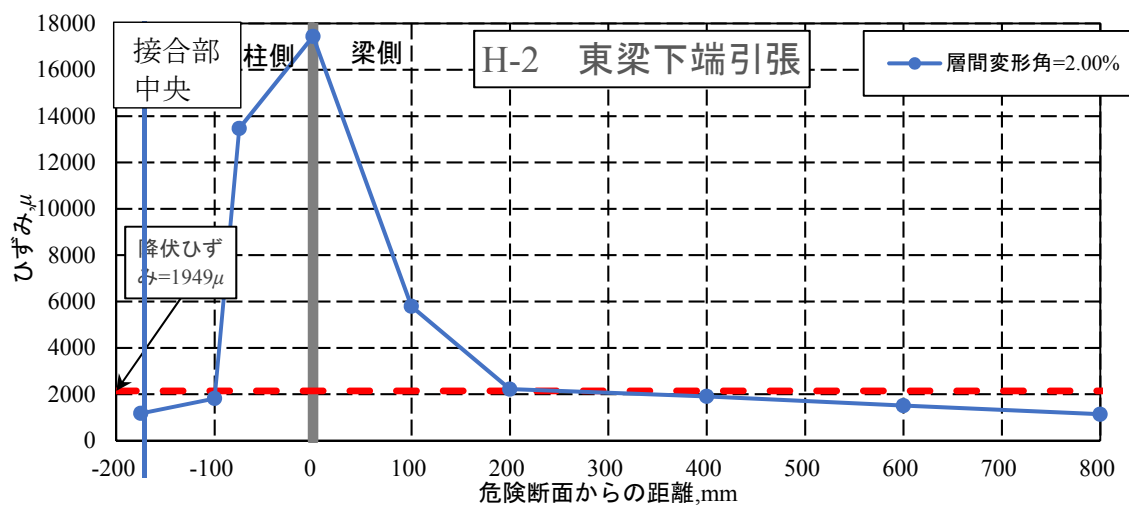


図 3.7 (d) 下端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 H-2)

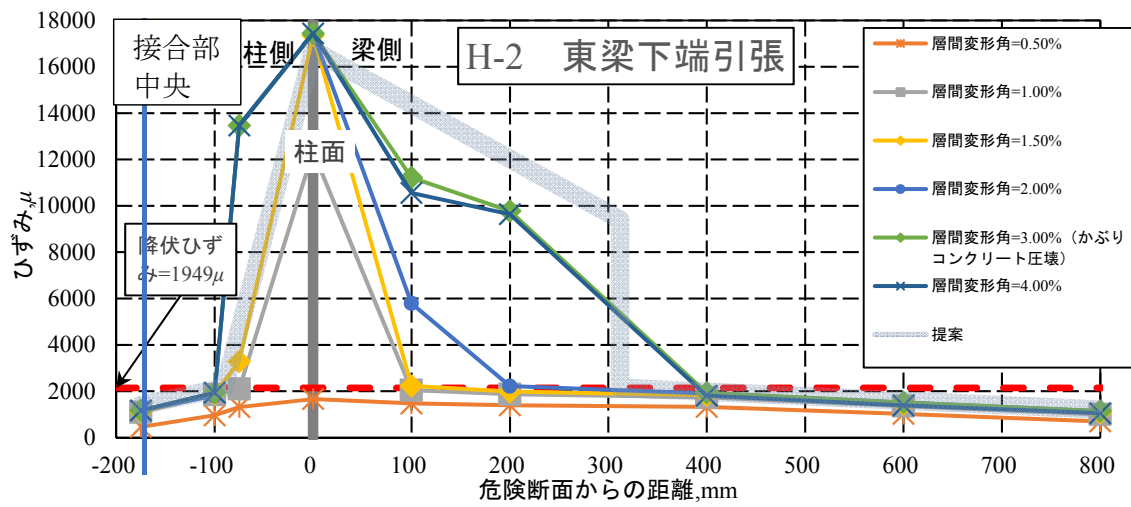


図 3.7 (d) 下端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 H-2)

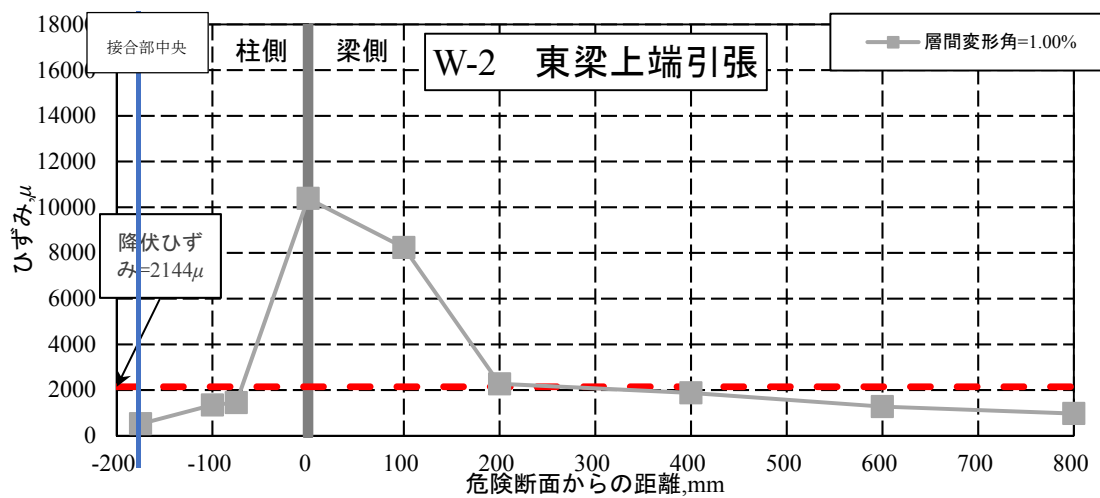
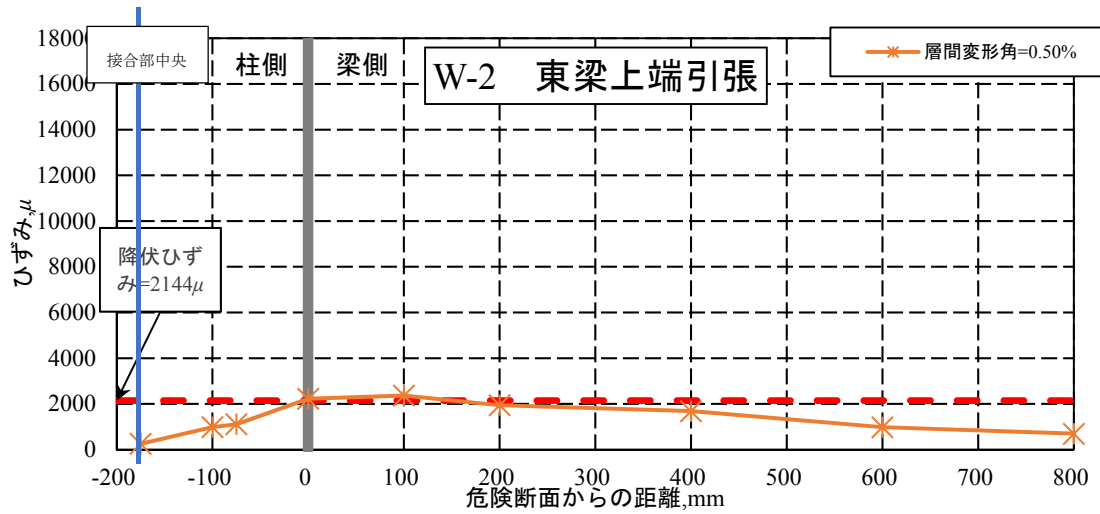
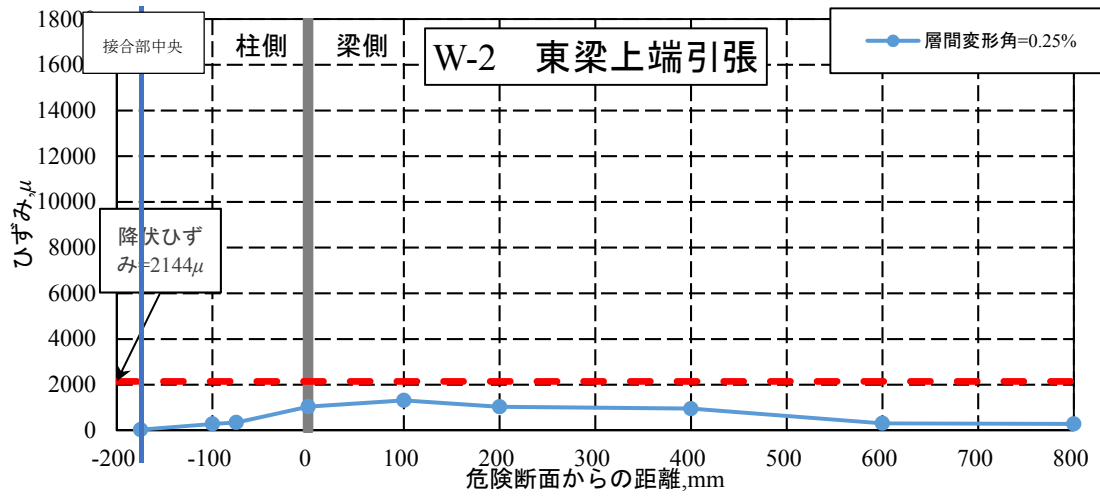


図 3.7 (e) 上端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 W-2)

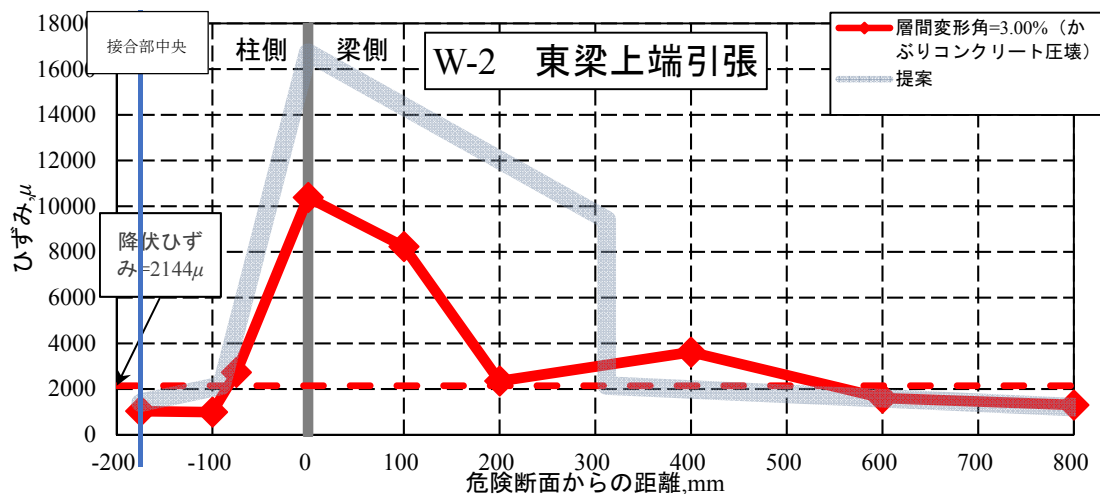
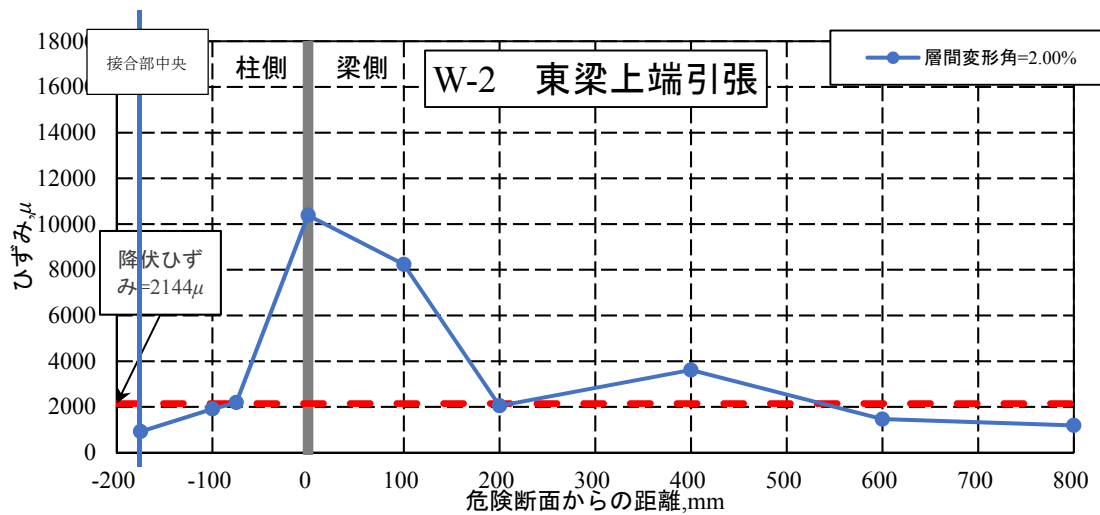
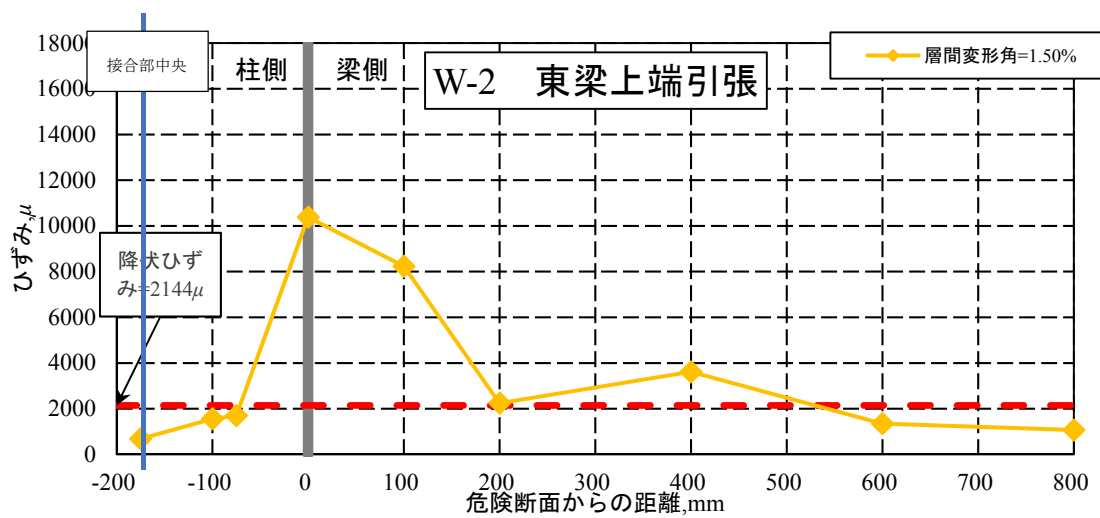


図 3.7 (e) 上端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 W-2)

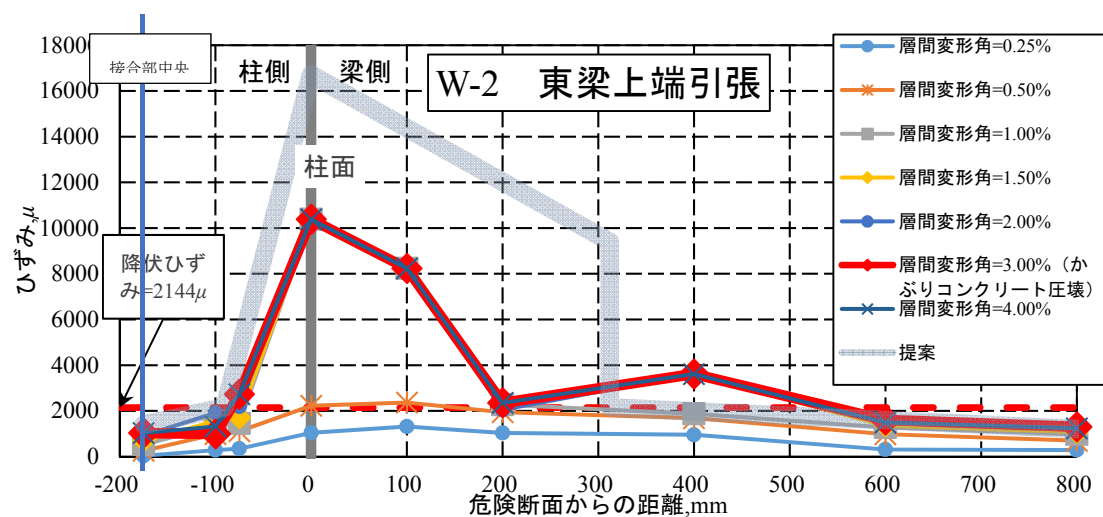
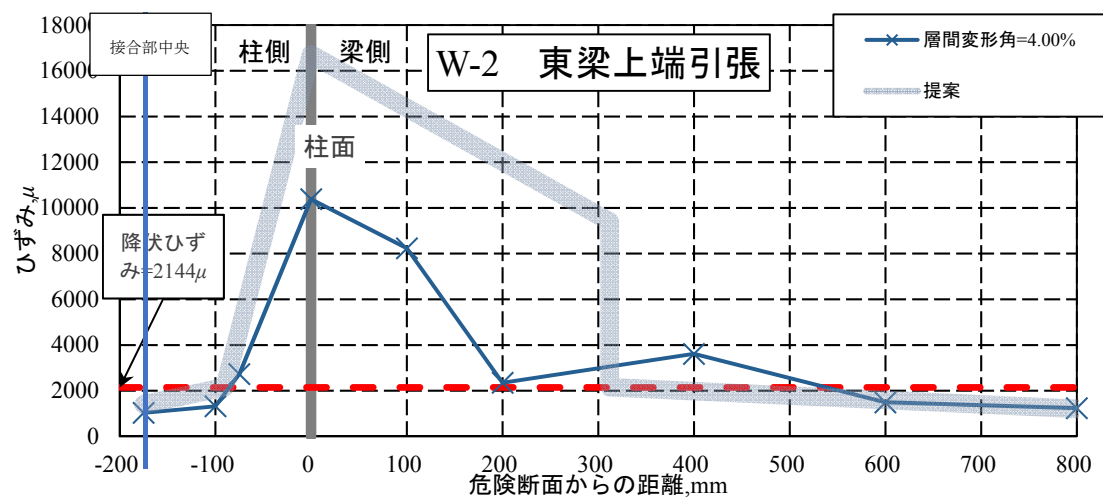


図 3.7 (e) 上端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 W-2)

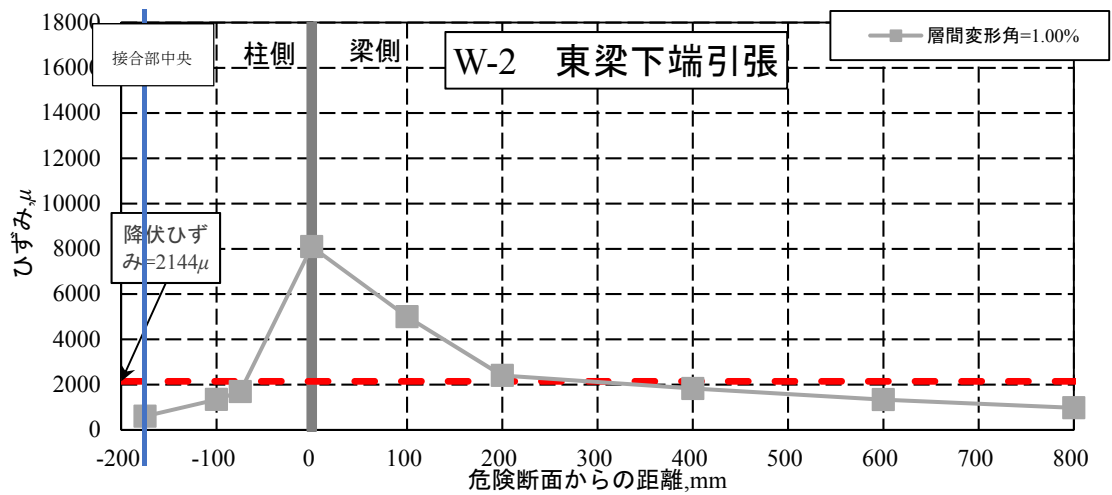
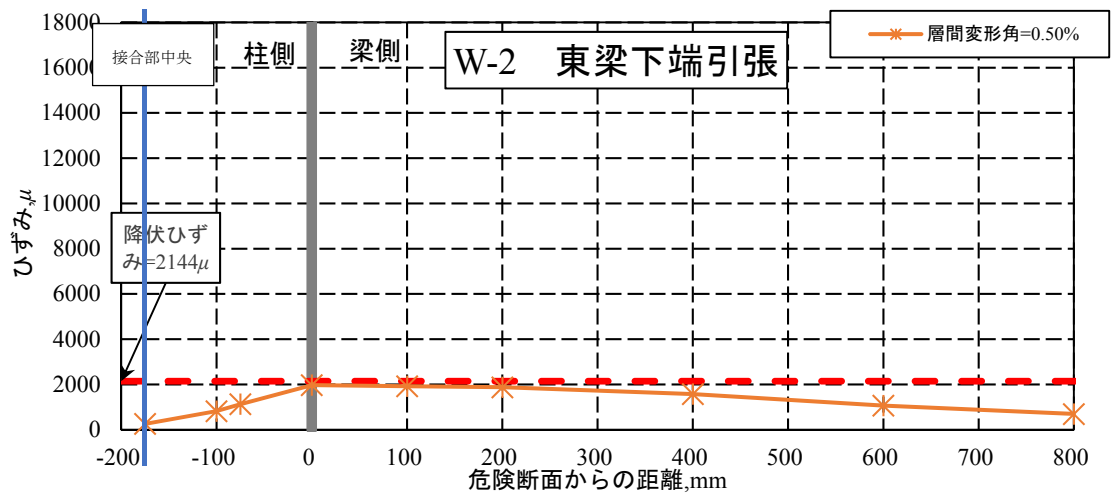
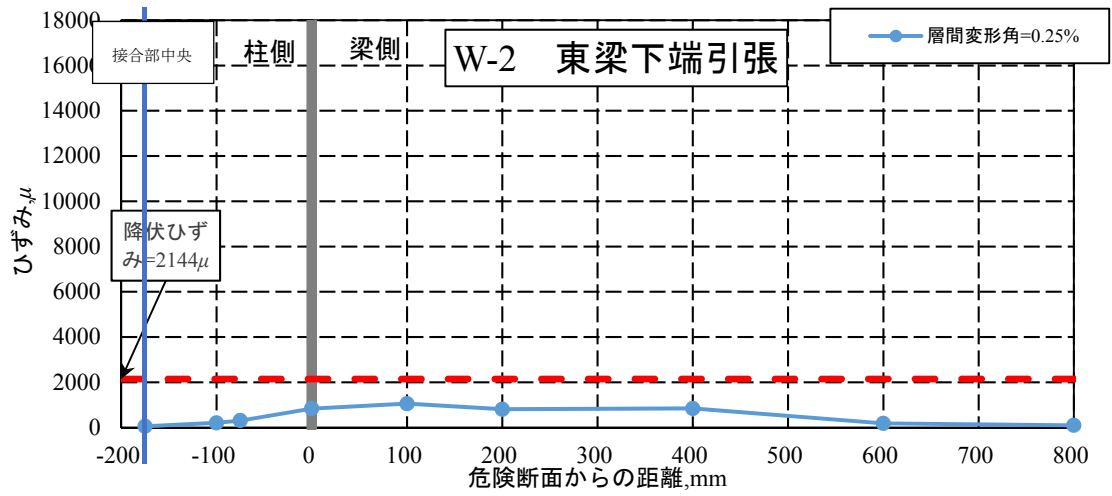


図 3.7 (f) 上端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 W-2)

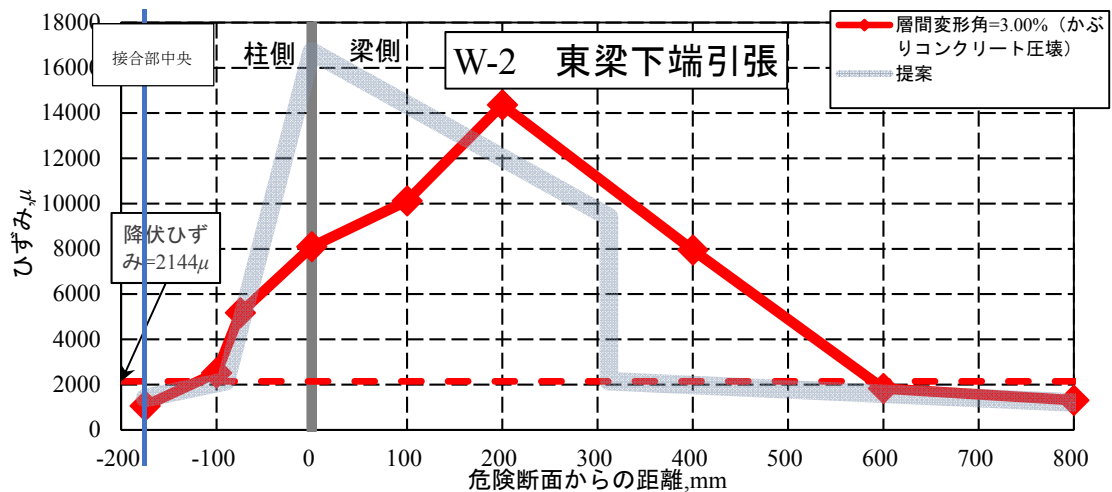
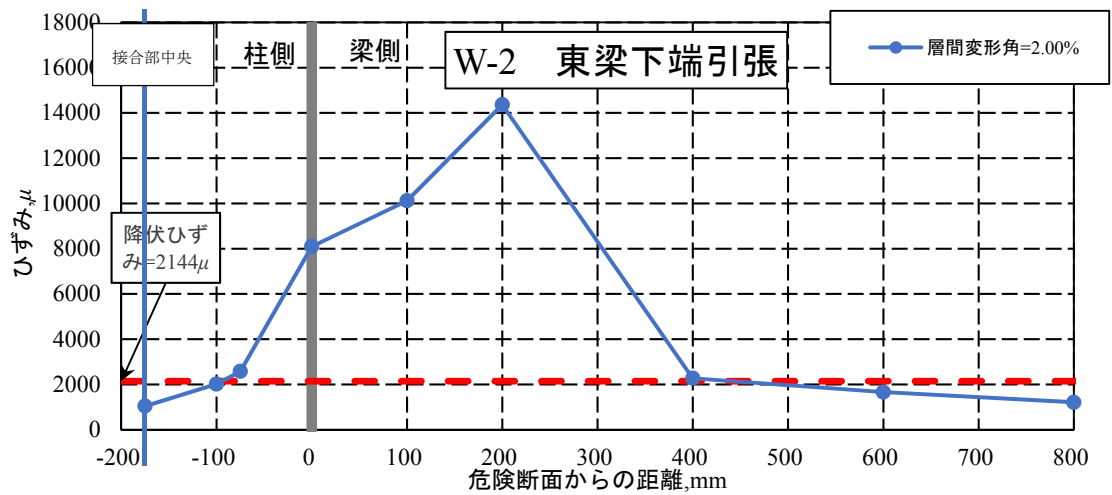
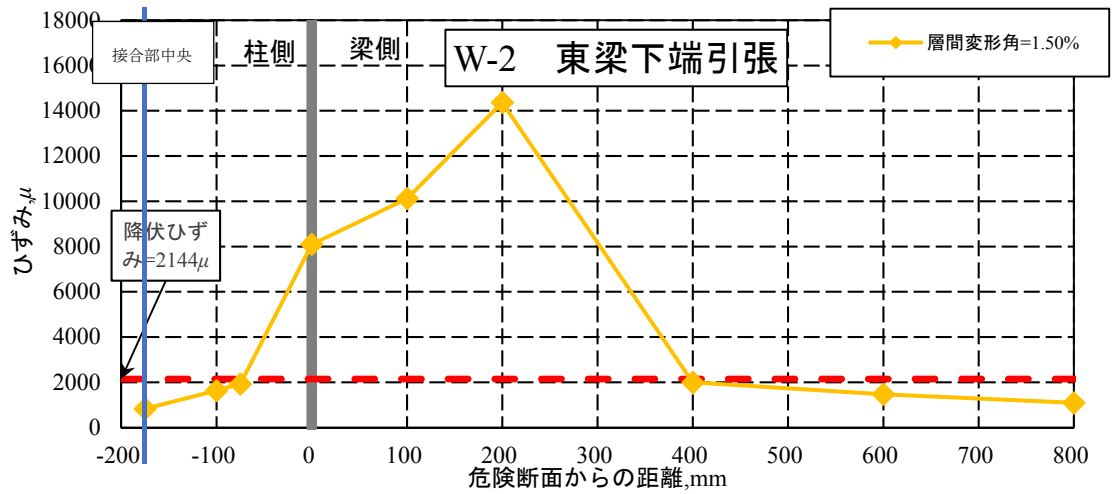


図 3.7 (f) 上端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 W-2)

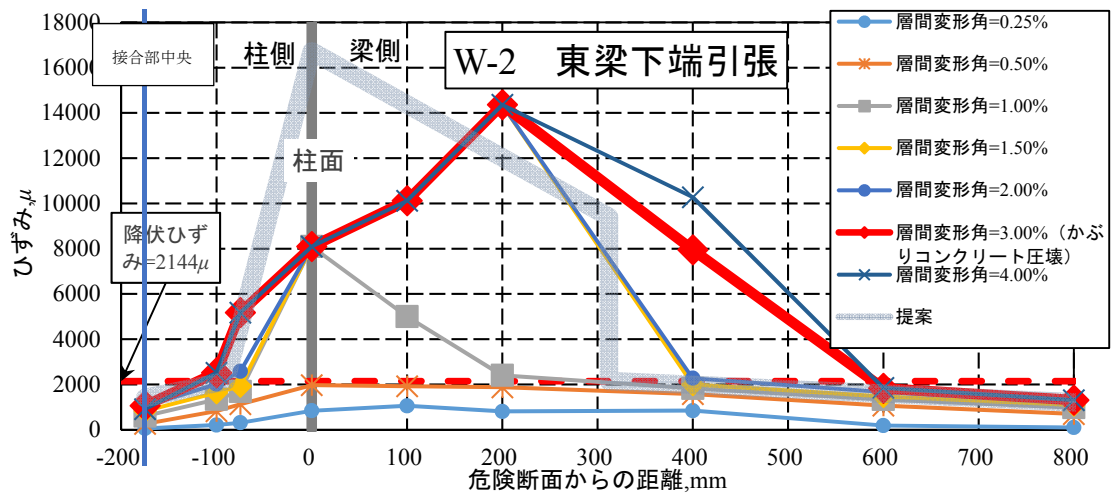
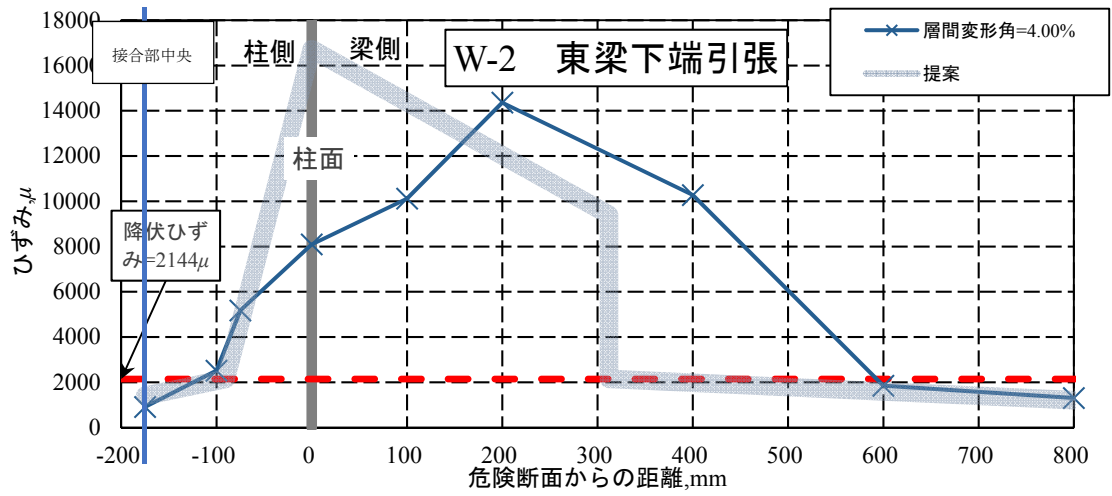


図 3.7 (f) 上端引張時梁主筋ひずみ分布 (試験体 W-2)

3.6 梁主筋の付着応力度

図 3.8 に梁主筋に D19 を使用した試験体 H-1 および H-2 の梁主筋の接合部中央区間（区間長さ 150mm）の付着応力度と接合部中央での梁主筋の滑り量との関係を示す。図中の●は最大付着応力度を示す。梁隅主筋中央に溶接したネジ棒の直近のコンクリートに対する移動量を変位計で測定し、滑り量とした。梁主筋の軸力は梁主筋に貼り付けしたひずみゲージの出力を Ramberg - Osgood モデルにより応力変換して求め、区間両端の引張力の差分を付着力とした。各試験体の履歴ループは最大層せん断力以前に S 字形になった。試験体 H-1 および H-2 は最大層せん断力以前に付着強度に達して付着劣化した。

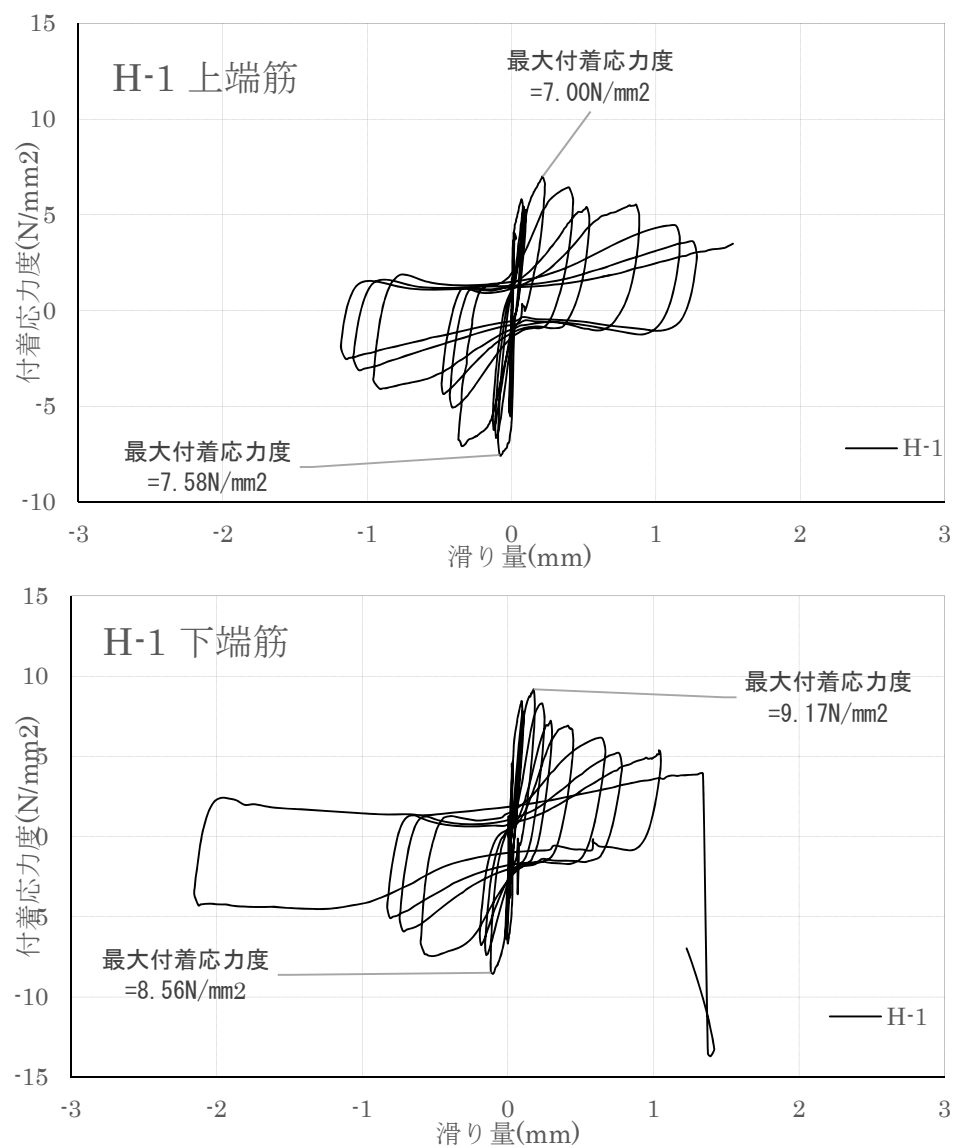


図 3.8 (a) 試験体 H-1 梁主筋の接合部中央区間の付着応力度と滑り量との関係

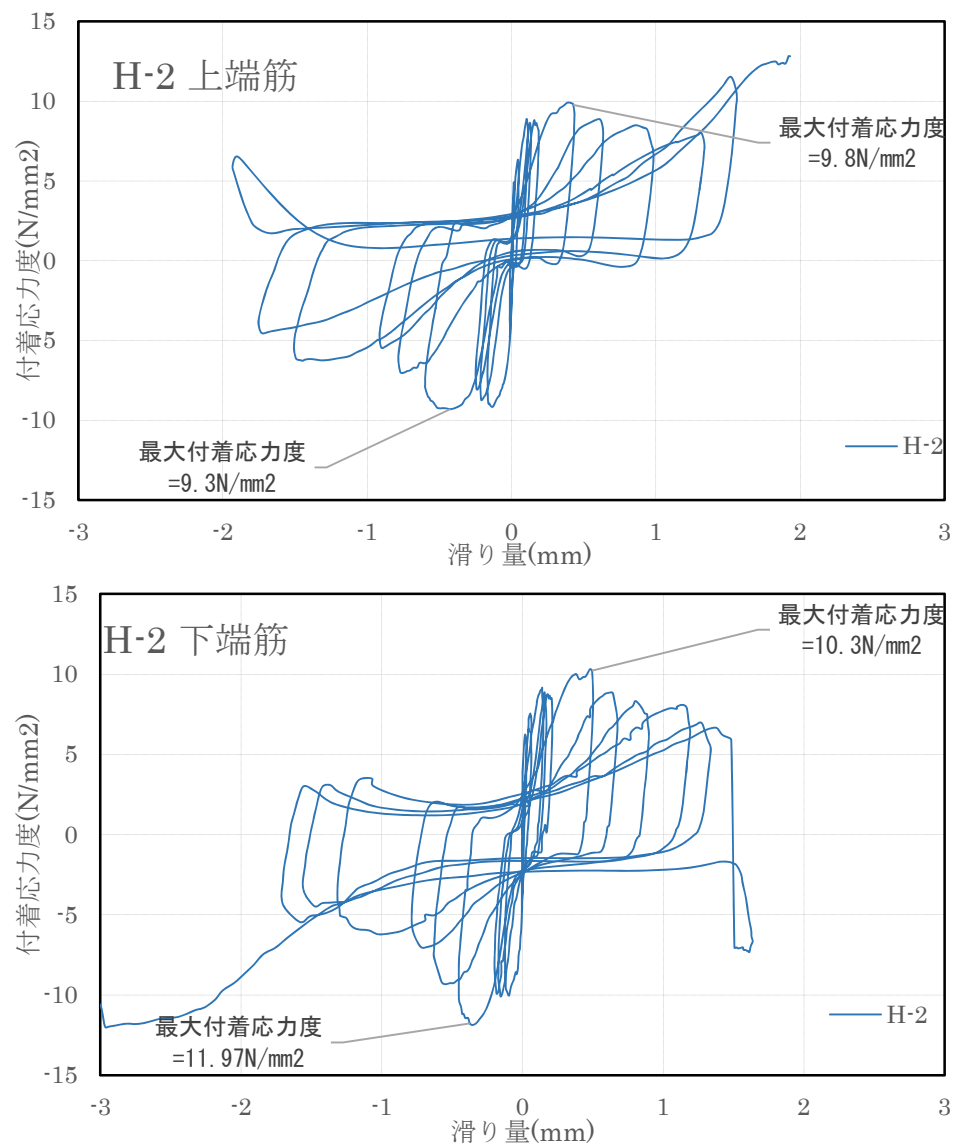


図 3.8 (b) 試験体 H-2 梁主筋の接合部中央区間の付着応力度と滑り量との関係

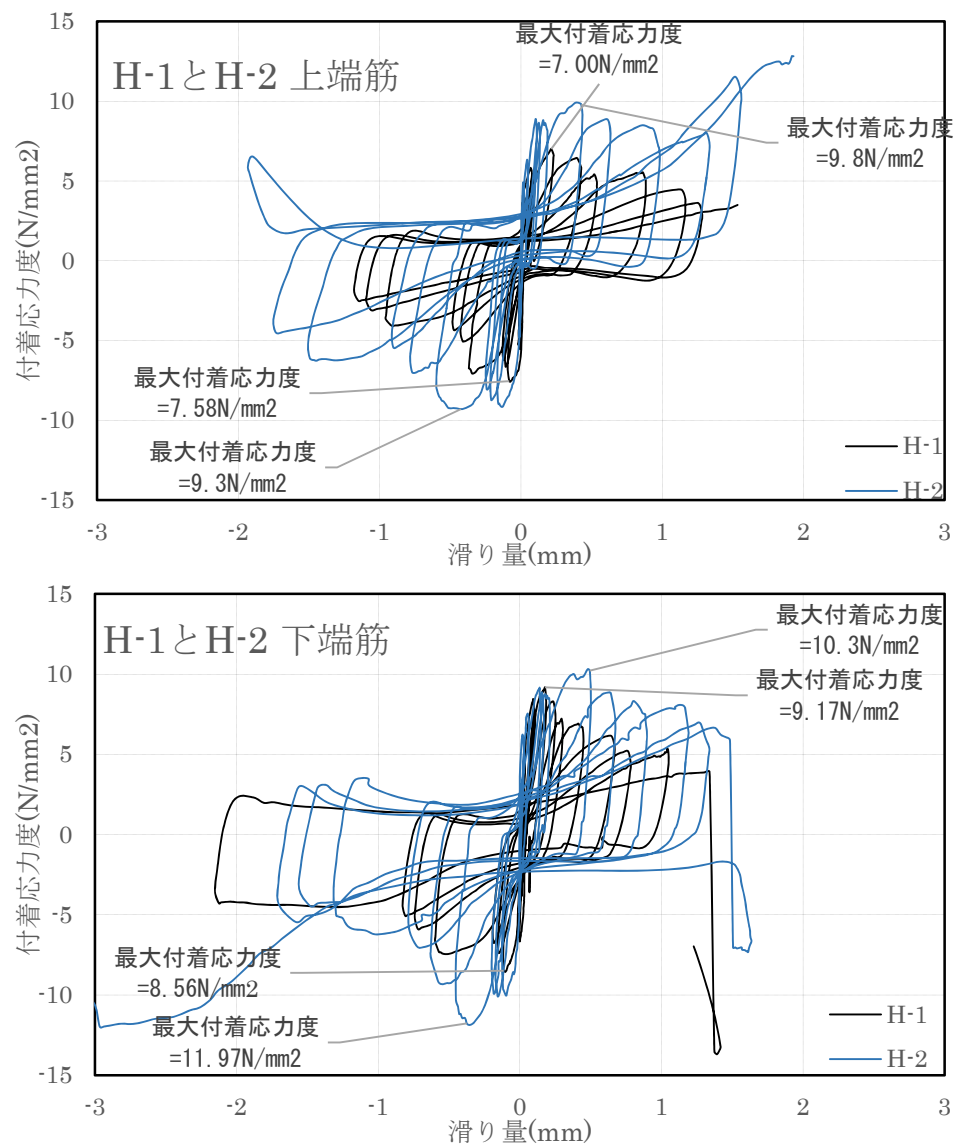


図 3.8 (c) 試験体 H-1 および H-2 梁主筋の接合部中央区間の付着応力度と滑り量の比較

第4章 梁各変形成分の推移およびかぶりコンクリート圧壊時梁部材角の評価法の提案

4.1 梁各変形成分の定義と分解方法

4.1.1 梁の変形成分の分解

本研究では、鈴木・北山の提案²⁾と同様、梁主筋降伏からかぶりコンクリート圧壊までの梁部材角を以下の4つの変形成分に分解した。すなわち、(A) ヒンジ領域のせん断変形 $\delta_{u,s}$ による変形角 $R_{u,s}$ 、(B) 柱梁接合部の中央での梁主筋滑り量 $\Delta S_{u,j}$ に起因する回転角 $R_{u,j}$ （以下、主筋滑りによる回転角）、(C) 柱梁接合部の中央から梁ヒンジ領域における梁主筋の総伸び量 $\Delta S_{u,p}$ が危険断面位置に集中すると仮定したときにこれによるひび割れ開口によって生じる回転変形角 $R_{u,p}$ （以下、塑性回転角）、および(D) 非ヒンジ領域の弾性曲げ変形角 $R_{u,f}$ の4つの変形成分である。本研究で用いる変形成分の概念図と後述する検証に基づき設定した梁主筋ひずみ分布を図4.1に示す。

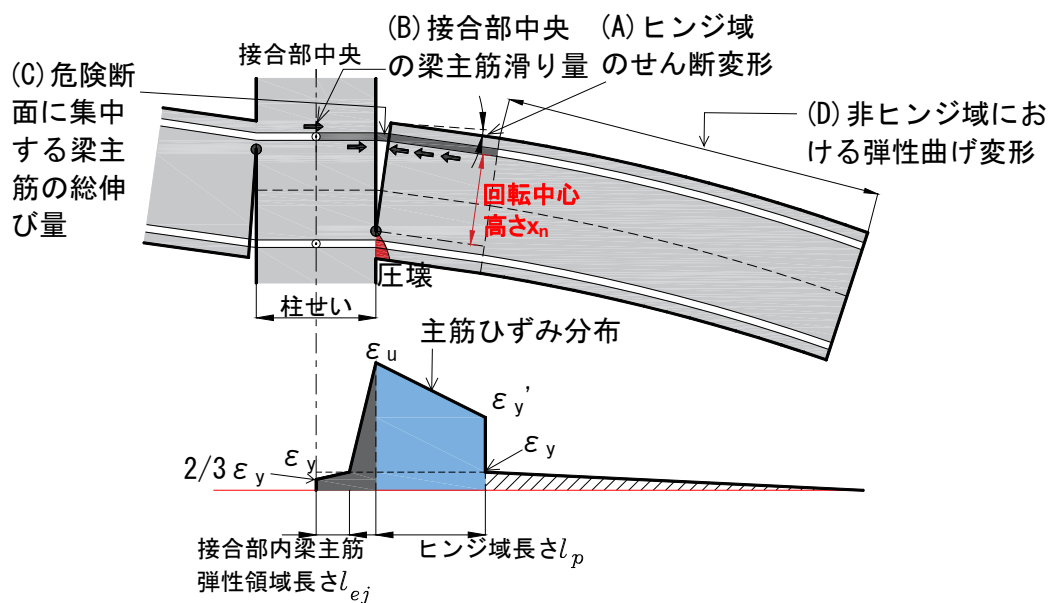


図 4.1 変形成分の概念図と仮定する梁主筋ひずみ分布

4.1.2 変形成分分解の手法

図 4.2 に変形成分の分解に用いた変位計の設置状況を示す。柱梁接合部に埋め込んだ標点から梁端までのたわみ δ_u 、梁危険断面から $1D$ (D :梁せい) までをヒンジ領域と想定し、同標点からその位置までのたわみ δ_u' を測定した。これらは梁危険断面でのひび割れ開口に伴う変形成分を含む。柱梁接合部中央において梁隅主筋中央に溶接したねじ棒の直近のコンクリートに対する移動量を変位計で測定し、接合部中央での主筋の滑り量 $\Delta S_{u,j}$ とした。

(1) ヒンジ領域のせん断変形角 $R_{u,s}$

平石の提案した手法⁷⁾に基づき、図4.3のヒンジ域せん断変形測定変位計で計測された、4つの節点の対角線方向の伸縮の差からせん断変形角を計算した。

梁ヒンジ領域のせん断変形を求めるために、変位計を固定する埋め込みネジ棒がせん断ひび割れ発生後に図4.3の様に先端が開くように挙動することを考慮して、2層の計測治具を梁危険断面から $50 \sim 1D$ (D は梁せい) の区間に設置した(図4.3)。梁部材表面の変形量 δ は変位計位置と梁部材表面までの距離を用いて式 (4.1) によって求めた(図4.3)。

$$\delta = \delta_1 - (\delta_2 - \delta_1) \cdot d_1/d_2 \quad (4.1)$$

ここでの d_1 、 d_2 はそれぞれ梁部材表面から内側に設置した変位計までの距離、内側と外側の変位計間の距離である。 δ_1 、 δ_2 はそれぞれ内側、外側の変位計による変位量の測定値である。

RC 部材の実験では、4つの節点の対角方向の伸縮差よりせん断変形角を求める方法が慣用されている。この方法で求めた変形はモーメント勾配のための曲げ変形の影響を含む。図4.3にせん断力を受ける梁変形概念図を示す。図4.3の変形を(b) ～ (d) に示した3つの要素、すなわちせん断変形、曲げ変形、および梁軸方向の伸び変形に分解する。符号は、伸びを正とする。図4.3のA' B' C' D' はABCDの載荷後の経常で、 \angle_{SL} と \angle_{SR1} はそれぞれせん断変形時の辺ABと辺CDの鉛直方向の相対変位量(図4.3)で、この相対変形量は変位計による計測変位量である。 \angle_{SR1} はせん断変形によるせん断力方向のたわみ量である。

$$v_{BS} = \angle_{SL} \quad (4.2)$$

$$v_{DS} = \angle_{SR1} \quad (4.3)$$

$$\delta_{2S} = v_{CS} \cdot \sin \alpha \quad (4.4)$$

$$\delta_{1T} = \delta_{2T} \quad (4.5)$$

$$\delta_1 = \delta_{1S} + \delta_{1T} + \delta_{1F} \quad (4.6)$$

$$v_{CS} = \angle_{SR} + \angle_{SR1} \quad (4.7)$$

$$\delta_{1S} = (\angle_{SL} - \angle_{SR1}) \sin \alpha \quad (4.8)$$

$$u_{DT}=u_{CT} \quad (4.9)$$

$$\delta_{1F}=\delta_{2F} \quad (4.10)$$

$$\delta_2=\delta_{2S}+\delta_{2T}+\delta_{2F} \quad (4.11)$$

ここでの v_{BS} 、 v_{CS} 、 v_{DS} はそれぞれせん断変形時に点B、C、Dの鉛直方向の変位量である。 u_{CT} と u_{DT} はそれぞれ伸び変形時の点C、Dの水平方向の変位量である。 δ_1 、 δ_2 は全変形成分による対角線の変形量である。 δ_{1S} 、 δ_{2S} と δ_{1T} と δ_{2T} 、および δ_{1F} 、 δ_{2F} はそれぞれせん断変形、伸び変形および曲げ変形した時の両対角線の変形量である。 α は水平辺ADと対角線のなす角である。

式4.4、4.8および式4.6、4.11より以下の関係を得る。

$$\delta_2-\delta_1=\delta_{2S}-\delta_{1S}=(\angle_{SR}+\angle_{SR1})\sin\alpha-(\angle_{SL}-\angle_{SR1})\sin\alpha \quad (4.12)$$

$$\angle_{SR1}=\{\delta_2-\delta_1+(\angle_{SL}-\angle_{SR})\sin\alpha\}/2\sin\alpha \quad (4.13)$$

よってせん断変形によるたわみ $\delta_{u,s}$ は以下ようになる。

$$\delta_{u,s}=\angle_{SR1}+\angle_{SR}/2 \quad (4.14)$$

(2) 主筋滑りによる回転角 $R_{u,j}$

柱梁接合部中央で測定した主筋の滑り量 $\Delta S_{u,j}$ が柱面での曲げひび割れ幅の一部を構成すると考え、 $\Delta S_{u,j}$ を梁の回転中心高さ x_n で除したものを主筋滑りによる回転角 $R_{u,j}$ とする。回転中心高さ x_n は梁の上下面に設置した変位計（図4.2）から梁軸方向変位が零となる点を線形補間で求め、その点から引張主筋までの距離とする。

(3) 塑性回転角 $R_{u,p}$

想定したヒンジ領域に設置した変位計（図4.2）で計測したヒンジ領域変形 δ_u から、上記の

(1) および (2) で計算した $R_{u,s}$ および $R_{u,j}$ を差し引いたものを塑性回転角 $R_{u,p}$ とする。

(4) 非ヒンジ域の弾性曲げ変形角 $R_{u,f}$

直接測定した梁部材角から (1) ～ (3) を差し引いた値を非ヒンジ域の弾性曲げ変形角 $R_{u,f}$ とする。

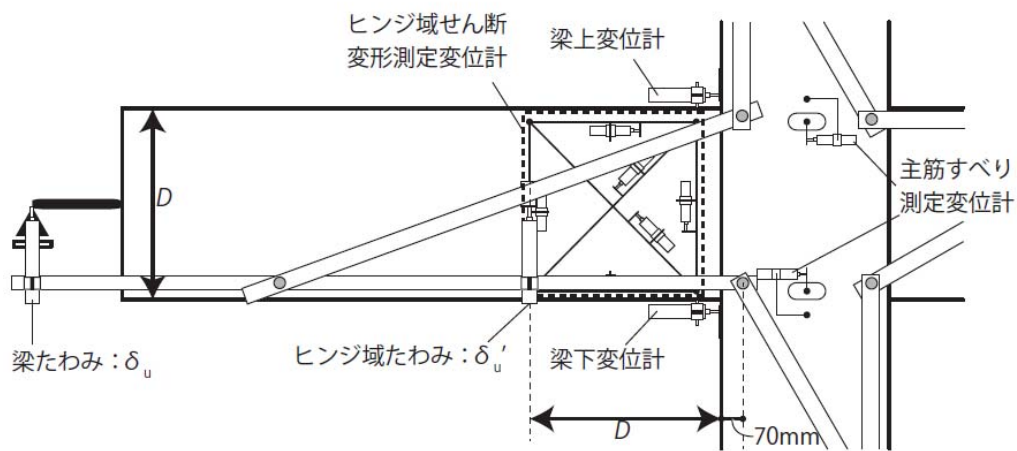


図 4.2 変形成分の分解に用いた変位計の設置状況

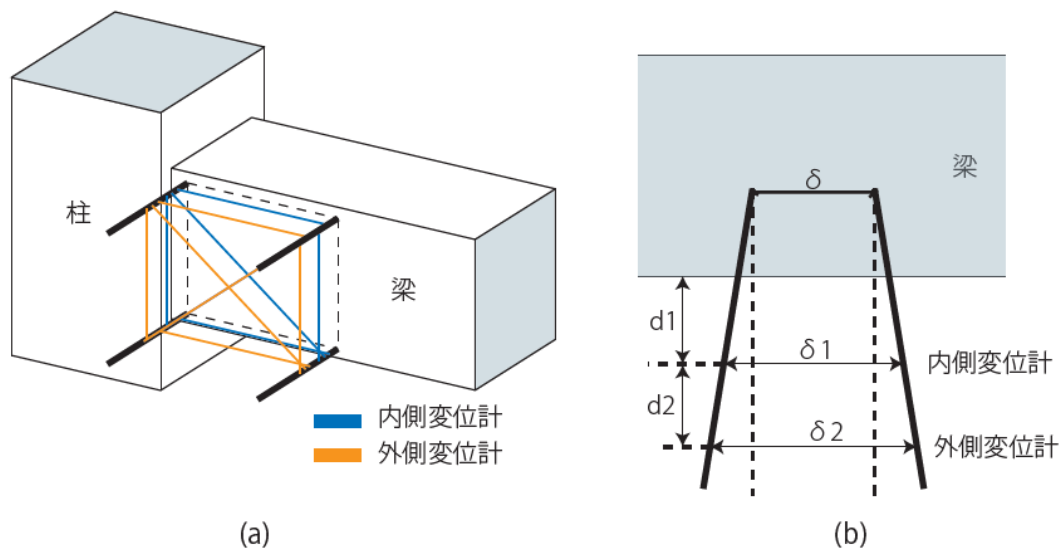


図 4.3 (a) ヒンジ域せん断変形測定変位計

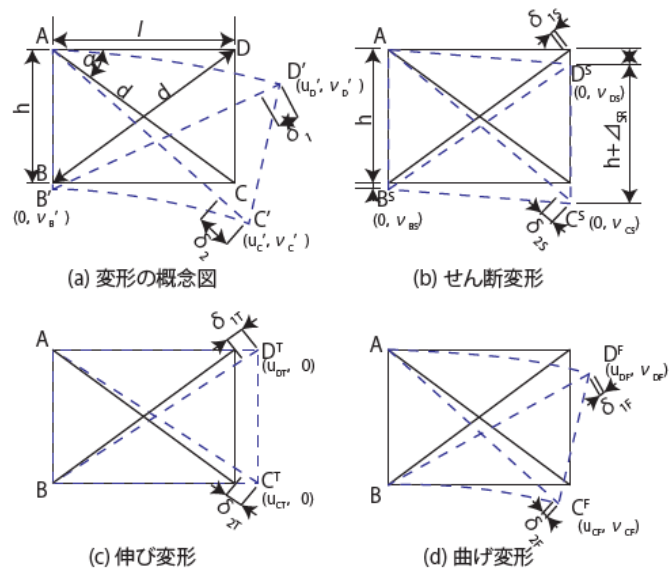


図 4.3 (b) 梁のせん断変形の分解

4.2 分解した梁各変形成分の推移（主筋降伏からかぶりコンクリート圧壊まで）

4.1の方法で分解した、梁主筋降伏からかぶりコンクリート圧壊までの各変形成分の推移を図4.4に示す。縦軸に各変形成分による梁部材角、横軸に直接測定した梁部材角を示す。□、△、◇及び○はそれぞれヒンジ域のせん断変形角、梁主筋滑りによる回転角、塑性回転角及び非ヒンジ域の弾性曲げ変形角を示す。

試験体 W-1 では、塑性回転角が梁部材角の 60%～67%を占めた。かぶりコンクリート圧壊時には梁主筋滑りによる回転角が梁部材角の 15%を占めた。

梁主筋に 5-D13 を用いた付着が良い試験体 W-2 では、かぶりコンクリート圧壊時には塑性回転角が梁部材角の 50%を占めた。梁主筋滑りによる回転角は主筋降伏時には全変形のわずか 5%を占めるに過ぎず、それ以後ほぼ一定に推移した。これより梁主筋の付着が良好に維持されたことを確認した。

せん断スパン比が大きい試験体 W-3 では、かぶりコンクリート圧壊時には塑性回転角が梁部材角の 48%を占めたが、非ヒンジ領域における弾性曲げ変形角も梁部材角の 38%を占めた。これは想定したヒンジ域長さが 1Dであるのに対し実験では 1.5Dとなった為、塑性回転角の一部が非ヒンジ域の弾性曲げ変形角に含まれた可能性が考えられる。

梁主筋に 3-D19（SD345）を用いた試験体 H-2 では、かぶりコンクリート圧壊時には塑性回転角と梁主筋滑りによる回転角とはほぼ同等であった。梁主筋降伏からかぶりコンクリート圧壊に至る間、塑性回転角は部材角の 35%～60%を占め、梁主筋滑りによる回転角は部材角の 20%～35%を占めた。上記二つの変形成分のほか、下端引張時にかぶりコンクリートが圧壊する時では、弾性曲げ変形角は部材角のほぼ 25%を占めた。

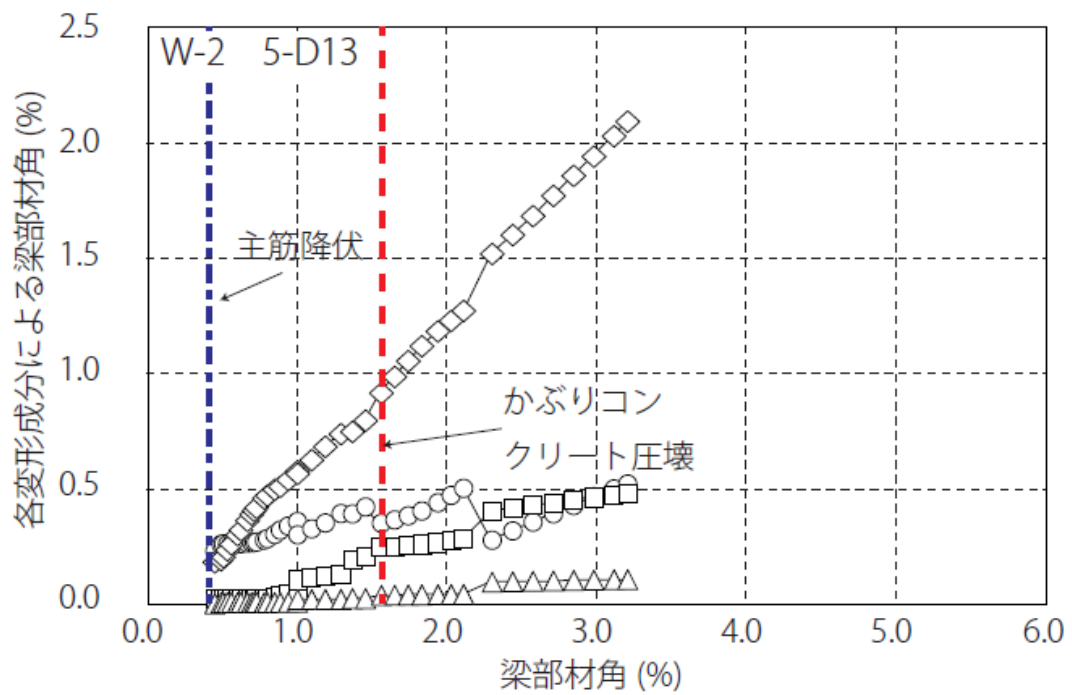
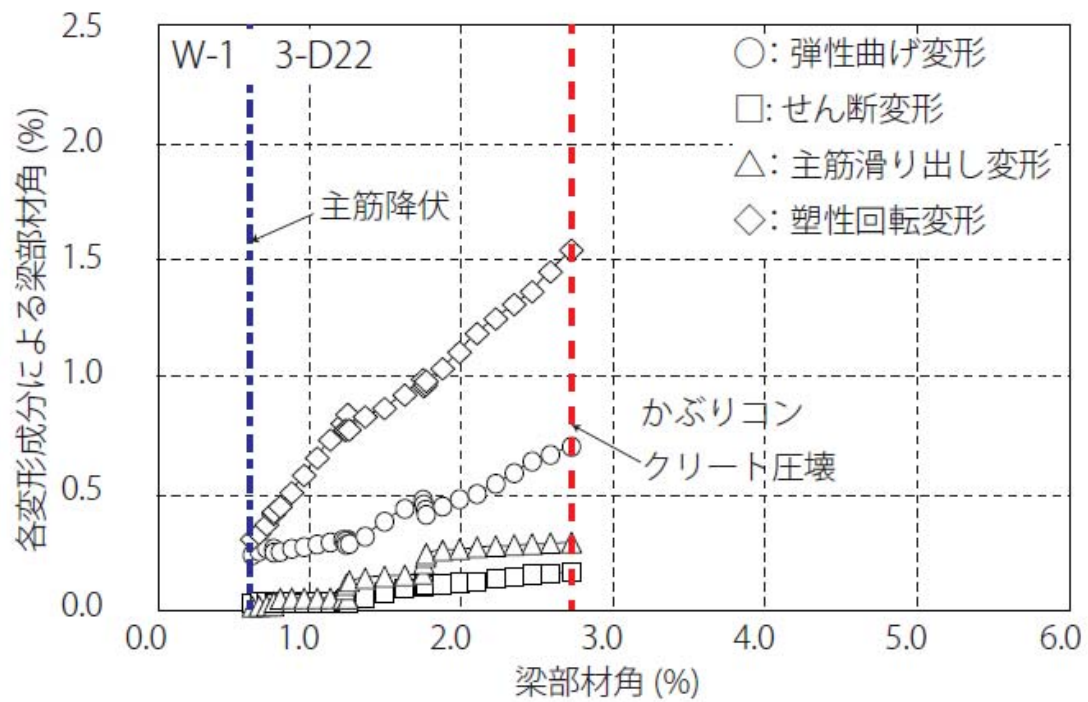


図 4.4 (a) 梁主筋降伏からかぶりコンクリート圧壊までの各変形成分の推移（上端引張）

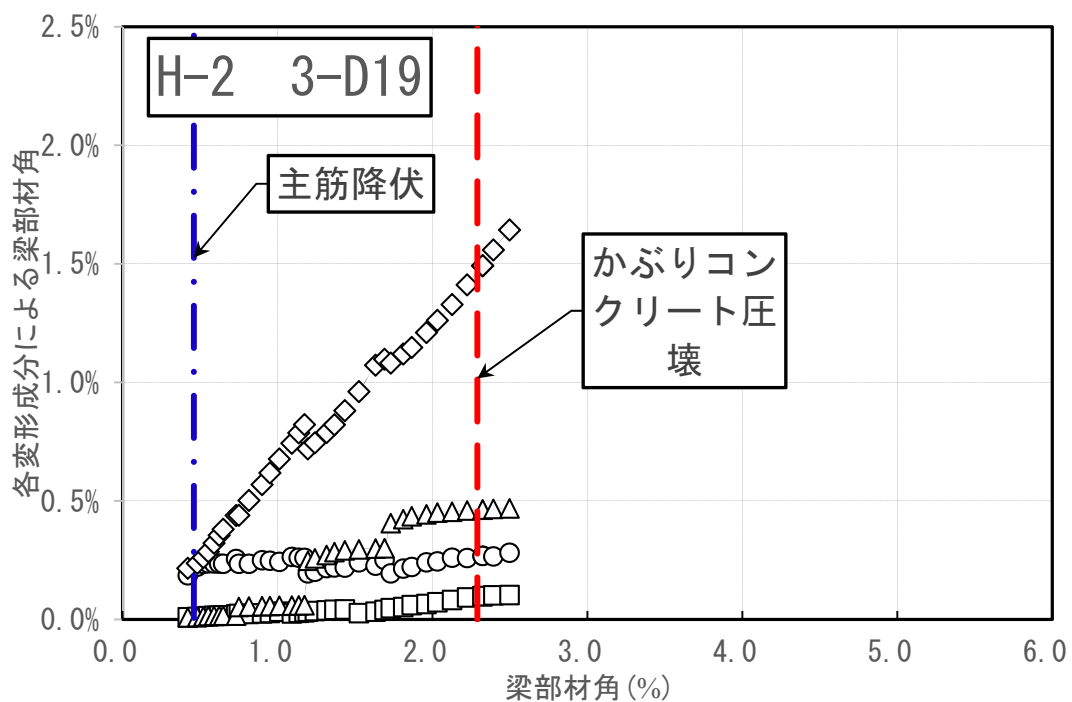
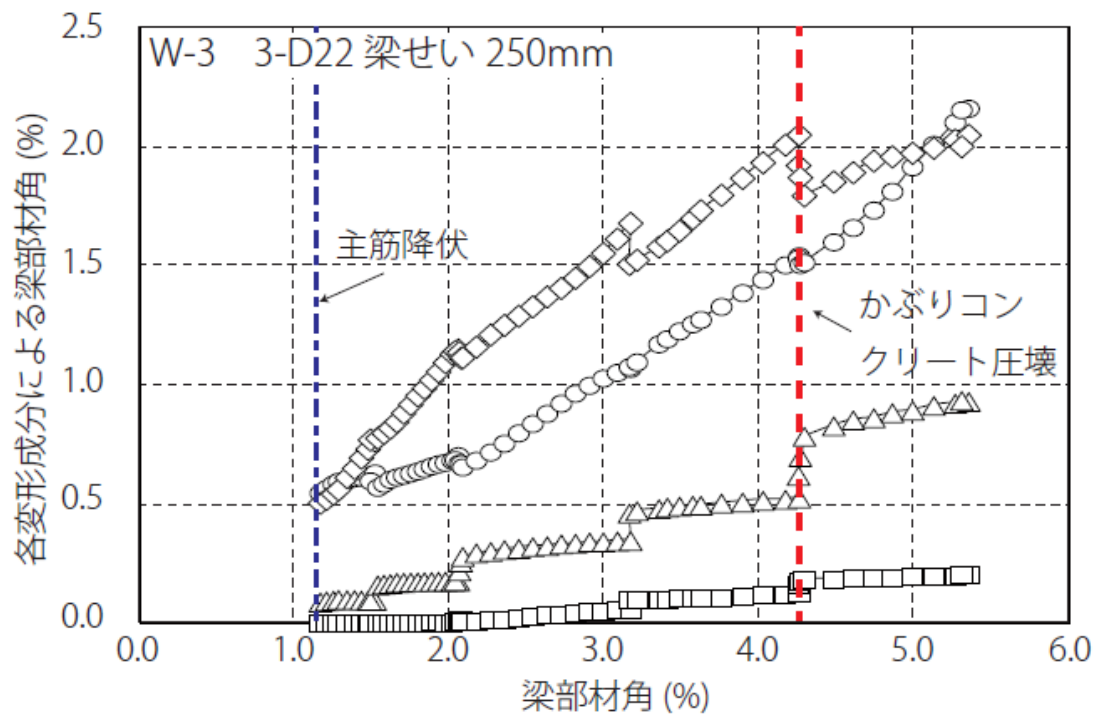


図 4.4 (a) 梁主筋降伏からかぶりコンクリート圧壊までの各変形成分の推移 (上端引張)

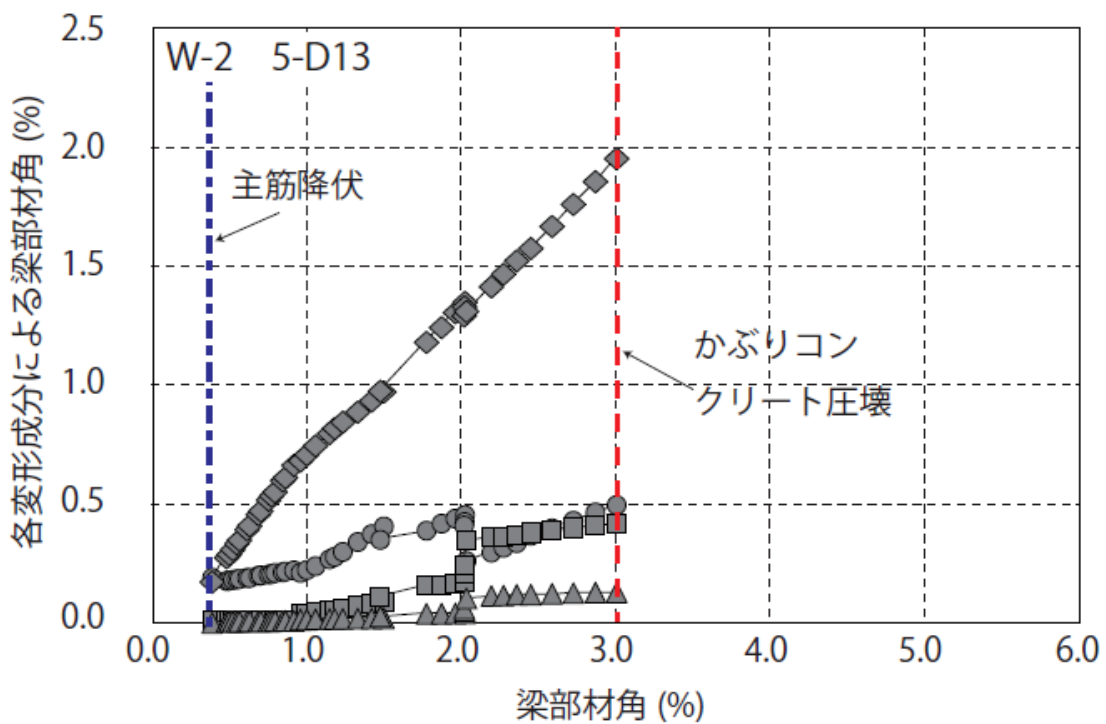
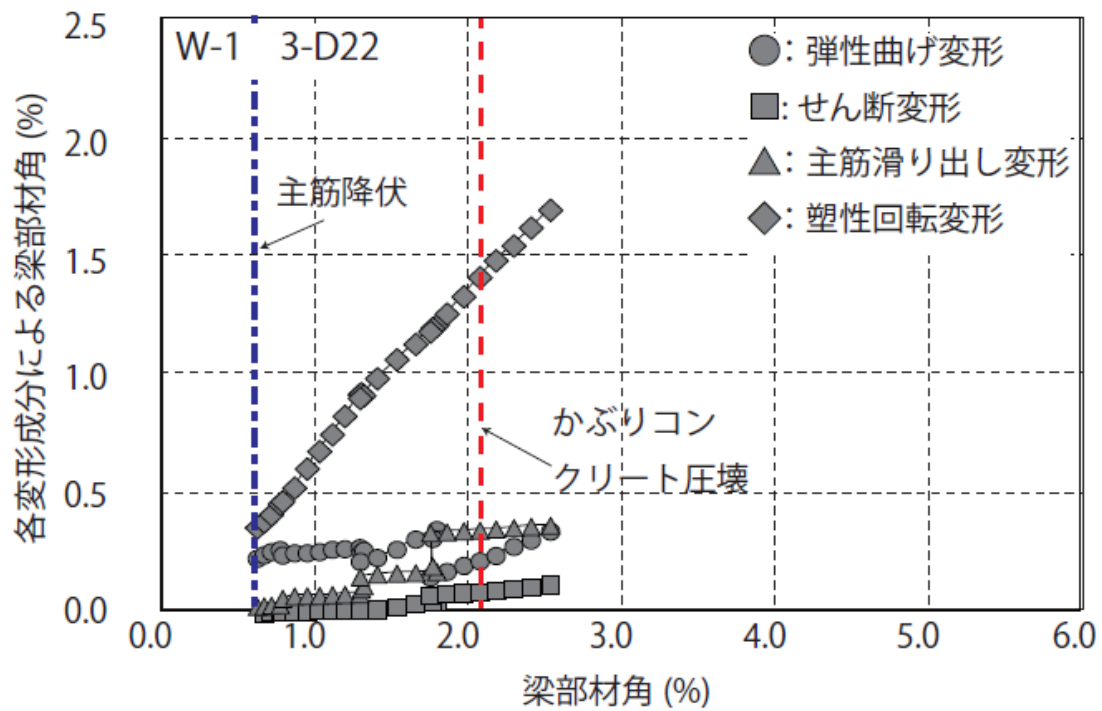


図 4.4 (b) 梁主筋降伏からかぶりコンクリート圧壊までの各変形成分の推移（下端引張）

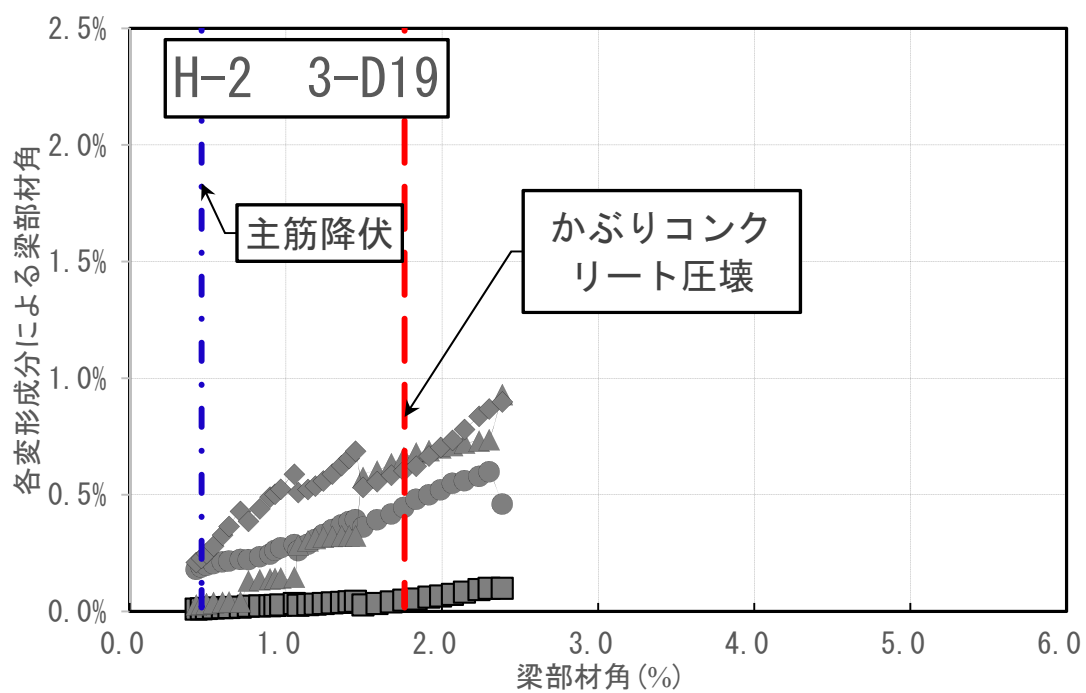
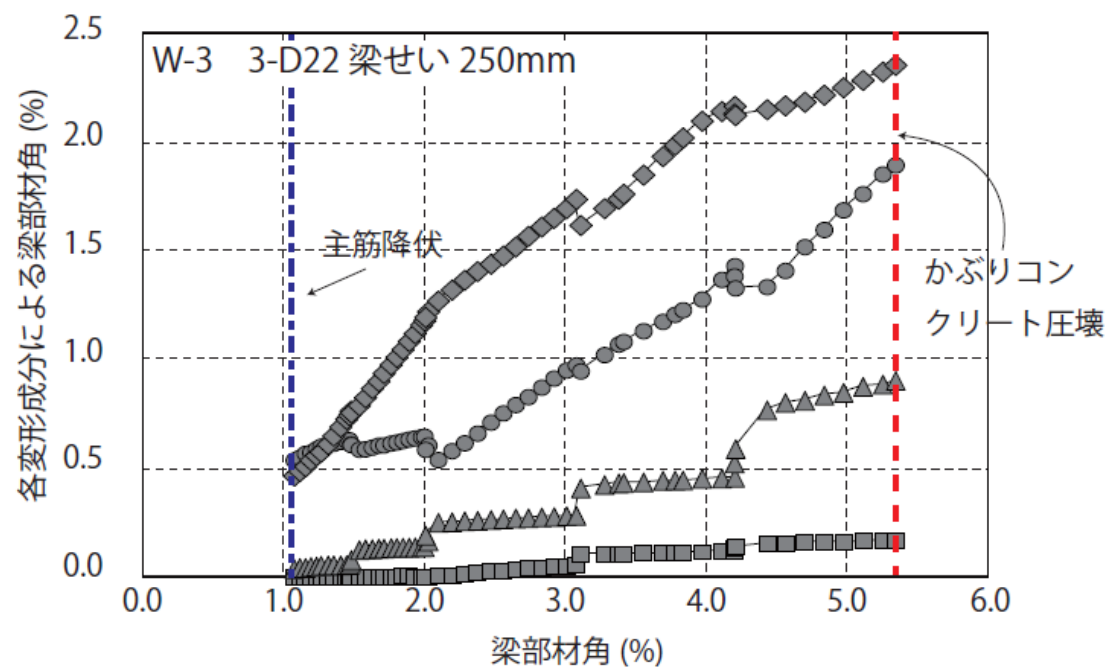


図 4.4 (b) 梁主筋降伏からかぶりコンクリート圧壊までの各変形成分の推移 (下端引張)

4.3 かぶりコンクリート圧壊時の梁部材角の評価法の提案

4.3.1 変形性能評価の前提

鈴木・北山²⁾は梁部材のかぶりコンクリートが圧壊する時の変形性能を評価する手法を提案したが、接合部中央での梁主筋の滑り量と接合部内梁主筋のひずみ分布の評価には、実験結果との比較により改善の余地が認められた。そこで本論ではこの両者を修正した評価手法を提案する。鈴木・北山²⁾と同様、主筋に沿った付着劣化によって生じる接合部中央での梁主筋の滑り量 $\Delta S_{u,j}$ 、及び柱梁接合部中央からヒンジ域までの主筋の総伸び量 $\Delta S_{u,p}$ が全て梁危険断面に集中すると仮定する。ヒンジ域における弾性曲げ変形角及び、非ヒンジ域におけるせん断変形角は微小とし無視した。梁主筋の総伸び量 $\Delta S_{u,p}$ は (a) 接合部中央から危険断面までの梁主筋の伸び量 $\Delta S_{u,p,j}$ 、および (b) 梁部材ヒンジ域の主筋の伸び量 $\Delta S_{u,p,b}$ に分解する (図 4.1 参照)。これより、梁危険断面に集中する鉄筋の総伸び量は $\Delta S_{u,p} = \Delta S_{u,j} + \Delta S_{u,p,j} + \Delta S_{u,p,b}$ で算出する。 $\Delta S_{u,p,j}$ は本論の提案で算出し、 $\Delta S_{u,p,b}$ は鈴木・北山の提案²⁾で算出する。

4.3.2 各値の算出方法

梁主筋のひずみ分布を決定するには、以下の値を評価する必要がある。すなわち、図 4.1 に示す梁危険断面での主筋のひずみ ε_u 、梁部材内の主筋のヒンジ域と非ヒンジ域の境界のひずみ ε'_y 、ヒンジ域長さ l_p 、柱梁接合部内梁主筋の弾性領域長さ l_{ej} (詳細は後述) および接合部中央における滑り量 $\Delta S_{u,j}$ である。それぞれの算出法を以下に示す。

(1) 梁部材内および柱梁接合部内での梁主筋のひずみ分布

鈴木・北山の提案²⁾に従って、梁危険断面での主筋のひずみは材料実験で得られたひずみ硬化開始ひずみ ε_u とする。梁部材内の主筋のヒンジ域と非ヒンジ域の境界のひずみ ε'_y は式 (4.15) で計算する。梁部材のヒンジ域長さ l_p は式 (4.16) で計算する。

$$\varepsilon'_y = \frac{1}{2}(\varepsilon_y + \varepsilon_u) \quad (4.15)$$

$$l_p = 0.2(a/d) \cdot D \quad (4.16)$$

ここで、 a :シアスパン (mm)、 d :梁有効せい (mm)、および D :梁せい (mm) である。

かぶりコンクリート圧壊時の試験体 H-1、H-2 の上端引張時と下端引張時の接合部内梁主筋のひずみ分布を図 4.5 に黒破線で示す。赤い点線は梁主筋の降伏ひずみである。上端及び下端の 3 本の梁主筋ごとに正・負両載荷時を対象として合計 6 本のひずみ分布 (破線) を同一図内に示した。

同図より柱梁接合部中央付近では梁主筋が弾性に留まる領域が存在する。接合部中心に対し

て左右対称のひずみ分布とみなし、この領域の半分の長さを弾性領域長さ l_{ej} と定義する。接合部中央位置の梁主筋ひずみは降伏ひずみのほぼ 2/3 であった。危険断面位置（すなわち柱面で接合部中央から $\pm 175\text{mm}$ のところ）の梁主筋ひずみはほぼひずみ硬化開始ひずみに達した。

以上より、かぶりコンクリート圧壊時の接合部内梁主筋のひずみ分布を図4.1のように設定した。図の中で、 ε_y :梁主筋降伏時ひずみ、 ε_u :梁主筋ひずみ硬化開始ひずみである。図4.5に設定したひずみ分布を薄色の太線で示す。弾性領域長さ l_{ej} を経験的に定めるために、梁せん断スパン比 a/d を付着指標 B_l で除した指標（ $a/d/B_l$ ）との関係を図4.6に示す。横軸の指標 $a/d/B_l$ が増大するほど弾性領域長さ l_{ej} が大きくなった。これより弾性領域長さ l_{ej} を最小二乗近似で同図の破線で示す式（4.17）のように評価した（単位：mm）。ここで、 D_c :柱せい（mm）である。塑性回転角はひずみ分布の積分を平面保持を仮定した断面解析で算出した中立軸高さ x_n で除することによって求めた。

$$l_{ej} = \left(0.036 \frac{a/d}{B_l} + 0.25 \right) \cdot 0.5D_c \quad (4.17)$$

（2）柱梁接合部中央位置での梁主筋の滑り量

弾性領域長さ l_{ej} と柱梁接合部中央での梁主筋の滑り量（実験値）の関係を図4.7に示す。ここで、接合部内梁主筋の弾性領域長さ l_{ej} は接合部内主筋の付着性状を評価できる指標のひとつと考えた。同図よりばらつきはあるものの、弾性領域長さ l_{ej} が増大する（すなわち、接合部内での梁主筋付着が良好に維持される）と、接合部中央での梁主筋滑り量は減少した。そこで、上端筋と下端筋の滑り量を最小二乗近似で式（4.18）のように評価した（単位：mm）。主筋滑りによる変形角は式（4.18）で得た滑り量を平面保持を仮定した断面解析で算出した中立軸高さ x_n で除することによって求めた。

$$\begin{aligned} \text{上端筋} : \Delta S_{u,j,t} &= -0.0218l_{ej} + 2.73 \\ \text{下端筋} : \Delta S_{u,j,b} &= -0.0098l_{ej} + 1.68 \end{aligned} \quad (4.18)$$

（3）ヒンジ域におけるせん断変形角および弾性曲げ変形角

文献¹⁾の式（付5.18）および式（付5.17）を用いて算出する。

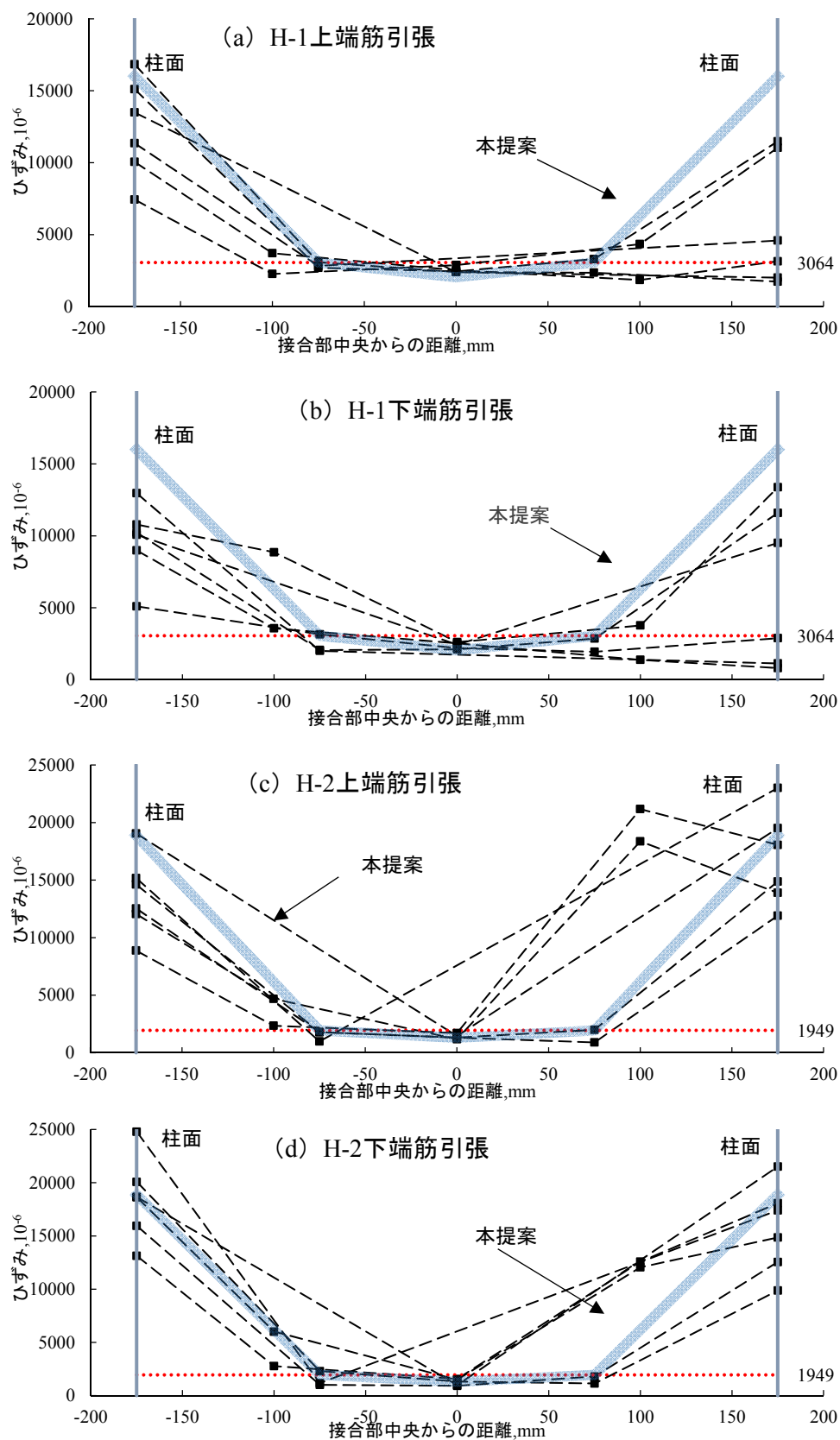


図 4.5 柱梁接合部内での梁主筋のかぶりコンクリート圧壊時のひずみ分布（実験値）

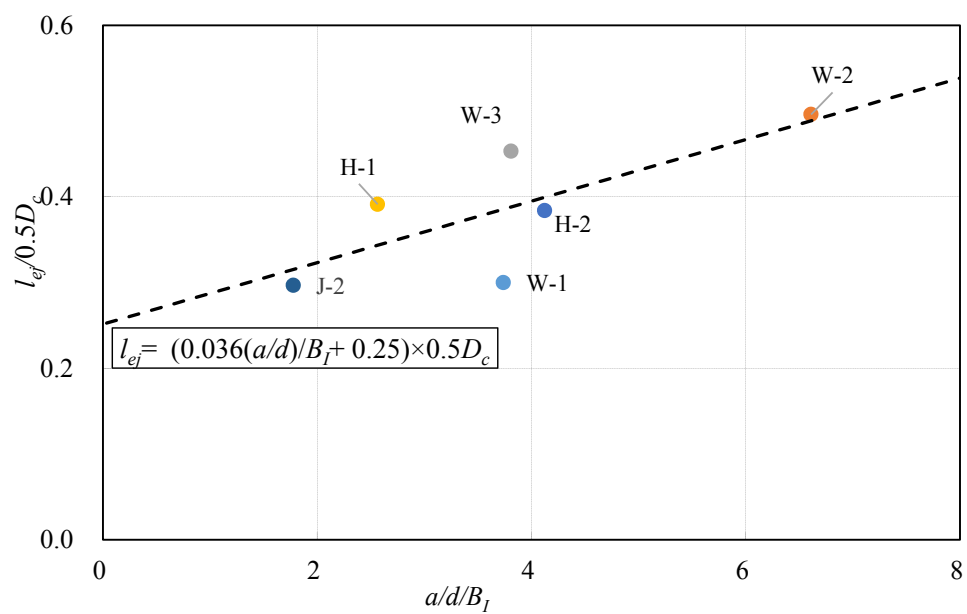


図4.6 弾性領域長さ l_{ej} と a/d 、 B_l の関係

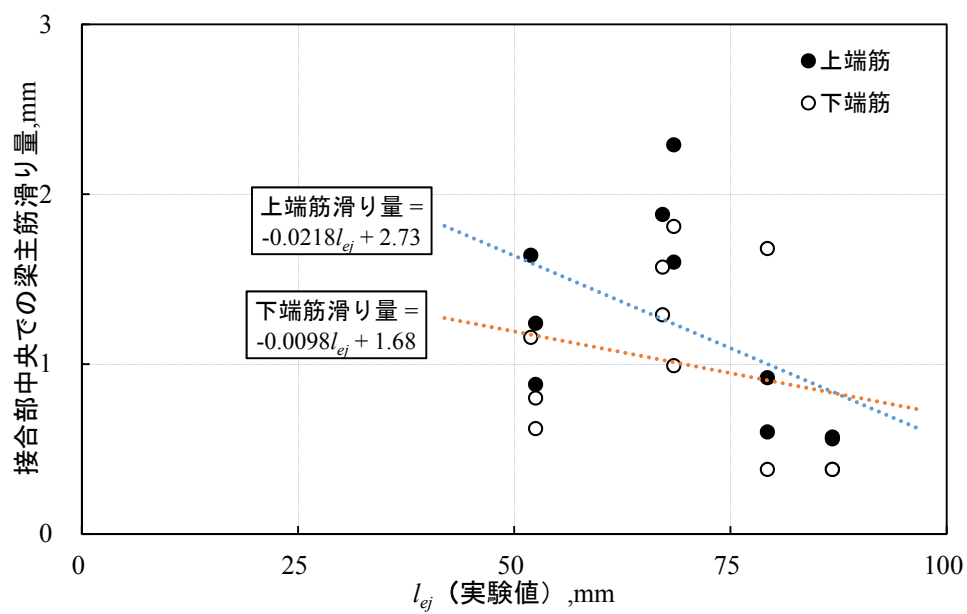


図4.7 弾性領域長さ l_{ej} と主筋滑り量の関係

4.4 まとめ

表4.1に示す試験体6体のかぶりコンクリート圧壊時の梁部材角を対象として、本論で提案した手法による計算値と実験値との比較を図4.8に示す。塑性回転角と主筋滑りによる回転角の計算値と実験値との比較を図4.9に示す。試験体W-1、W-3、H-2、J-2の部材角の評価精度はほぼ良好と判断した。提案手法で求めた塑性回転角及び主筋滑りによる回転角は、試験体W-1、W-3及びH-2の実験値をほぼ良好に再現した。

高強度梁主筋を用いた試験体 H-1 の梁部材角の計算値は実験値を平均 40%過大評価した。この原因として、梁部材のヒンジ領域での梁主筋ひずみ分布の評価に問題があると考ええる。試験体 H-1 のかぶりコンクリート圧壊時における梁ヒンジ域の主筋ひずみ分布を図 4.10 に示す。図 15 の縦軸はひずみゲージにより直接測定したひずみ、横軸は梁の危険断面からの距離である。赤い点線は梁主筋の降伏ひずみ、黒い破線は実験値の包絡線、緑の一点鎖線は鈴木・北山の提案²⁾である。危険断面での主筋ひずみはひずみ硬化開始ひずみに達しており、鈴木らの提案²⁾と同じであった。しかし、危険断面から 100~200mm でのひずみは降伏ひずみよりもわずかに大きい 3500 μ に留まり、鈴木・北山の提案²⁾で計算したヒンジ領域長さ 320mm よりも実際のヒンジ域長さは大幅に小さくなった。このため、計算による塑性回転角が過大に評価された。

接合部内での梁主筋付着が良好だった試験体W-2の梁部材角計算値は実験値を平均35%過小評価した。これは塑性回転角を過小評価したためである。梁部材角の実験値と計算値の差分は1.20%（上端引張）と1.73%（下端引張）であった。そのうち、塑性回転角の実験値と計算値の差分は1.25%（上端引張）と1.57%（下端引張）であり、梁部材角の実験値と計算値の差分はほぼ塑性回転角の差分により決まった。試験体W-2の各サイクルのピーク時の直接測定した梁主筋ひずみ分布を図5に示す。縦軸は試験体W-2の直接測定した梁主筋のひずみ、横軸は危険断面からの距離である。青い縦線は接合部中央位置である。図の中で、薄色の太線は本提案を示す。赤い太線はかぶりコンクリート圧壊時のひずみ分布を示す。図4.11のデータは危険断面から同じ距離での数枚ゲージの平均データとした（例：東梁上端引張時での危険断面から600mmのひずみはa-20とb-20の平均値とする（図4.12参照））。梁上端筋のひずみゲージの設置を図4.12に示す。危険断面での梁主筋のひずみはひずみ硬化開始ひずみに達しなかった。これは加力途中で変形の増大とともにゲージが精確な測定をできなかったと考える。上端引張の梁主筋ひずみ分布と下端引張の梁主筋ひずみ分布は異なる形状を示した。これは上端引張時の危険断面から100mmと200mm所でのゲージは層間変形角1%から壊れたと確認した。下端引張時の梁主筋ひずみ分布では、危険断面でのゲージは層間変形角1%から、危険断面から100mm、200mmのところのゲージは層間変形角1.5%から壊れたが、提案は実験値を過小評価の趨勢を発見した。

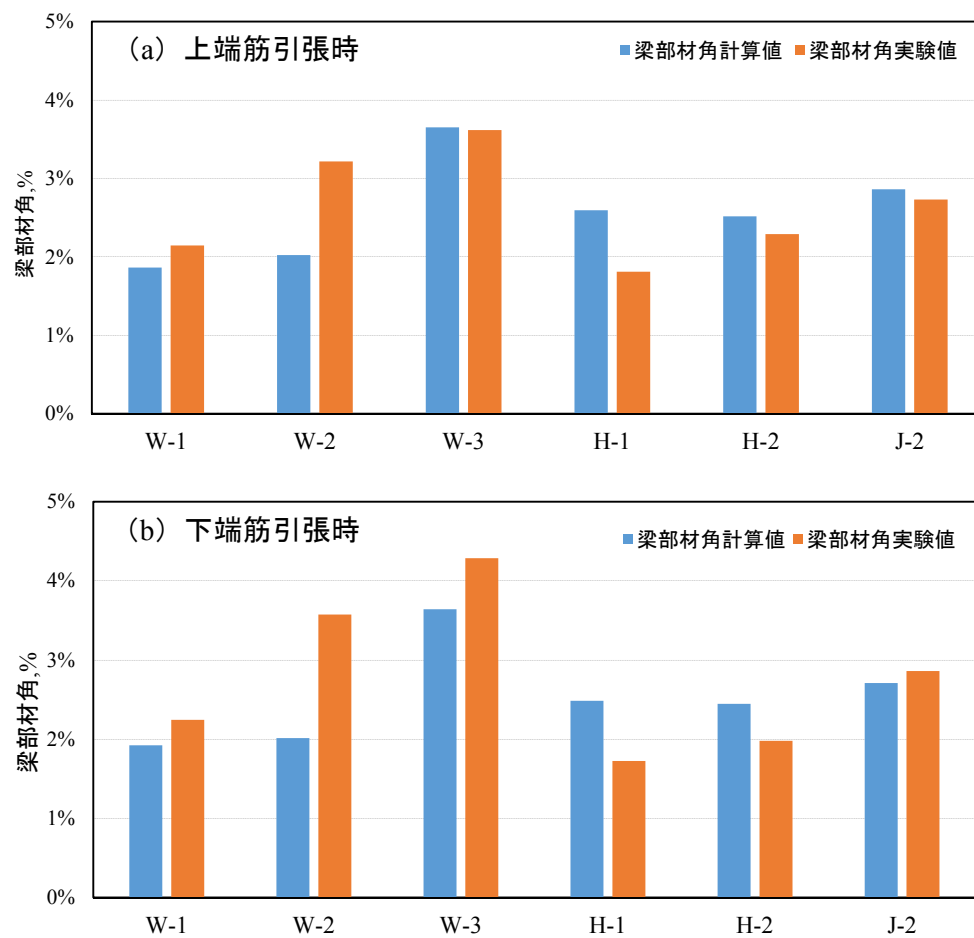


図 4.8 提案手法の精度の検証

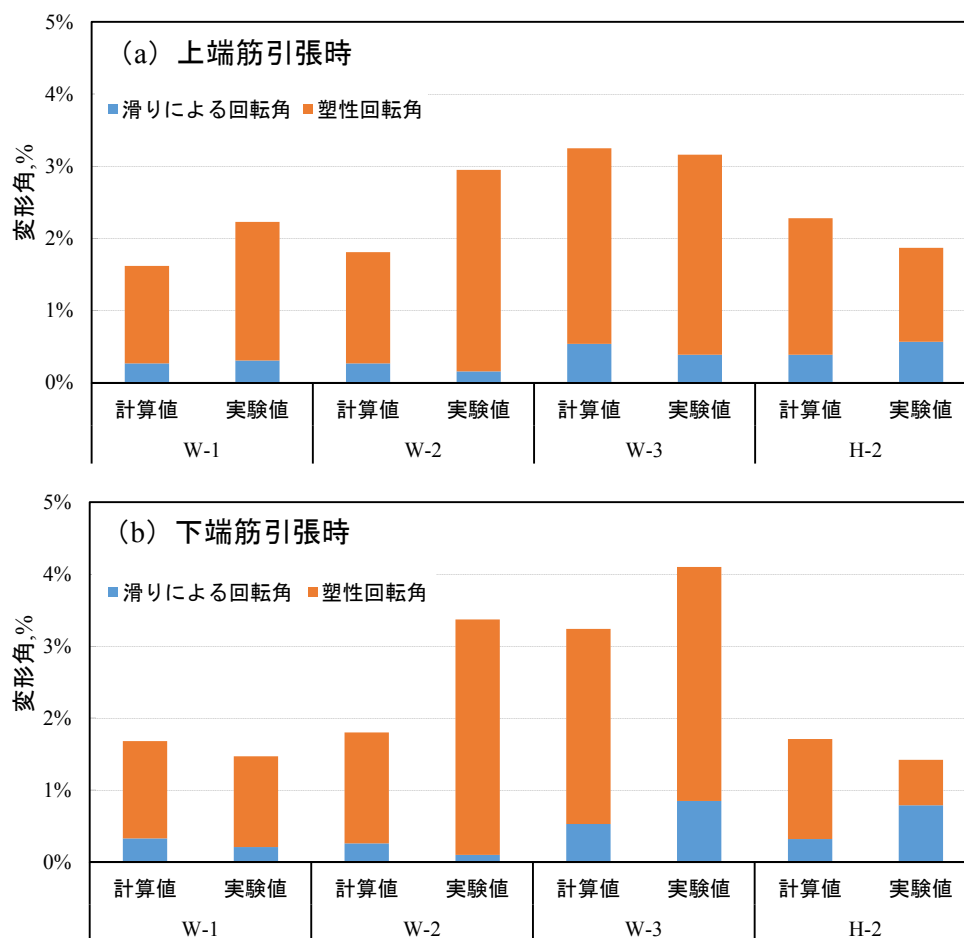


図 4.9 塑性回転角と主筋滑りによる回転角の精度

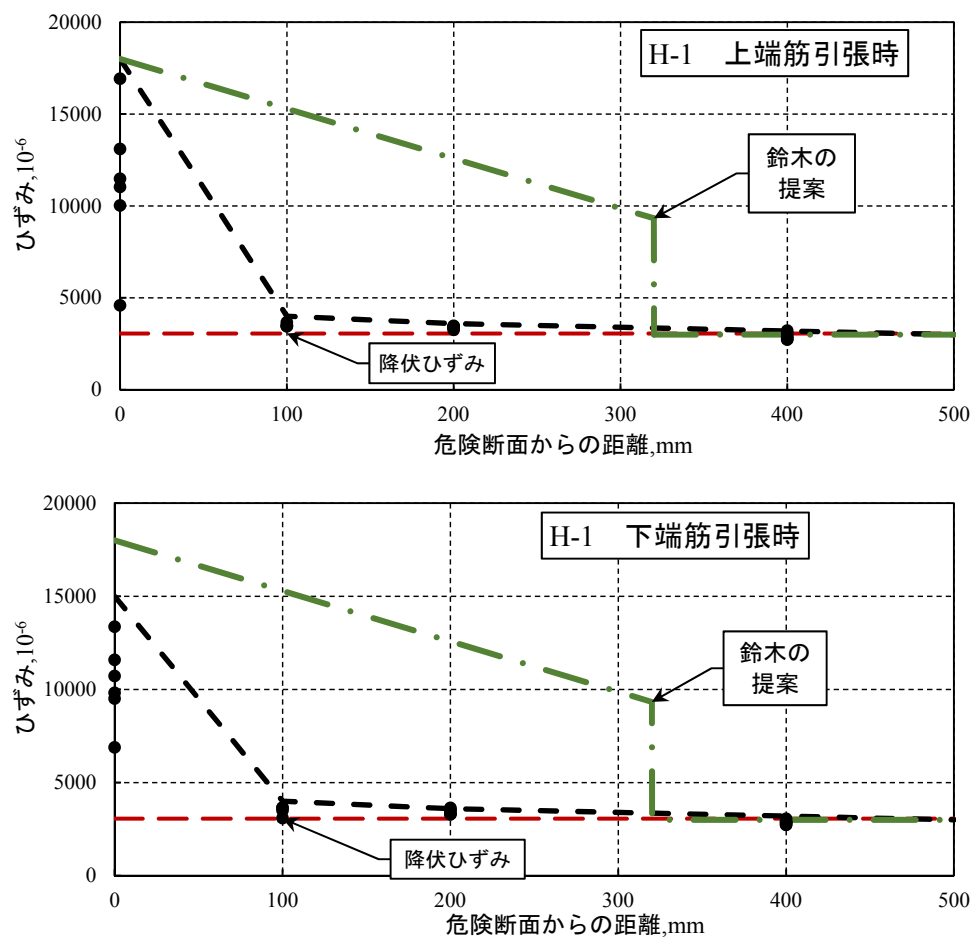


図 4.10 試験体 H-1 のヒンジ域での梁主筋ひずみ分布 (実験値)

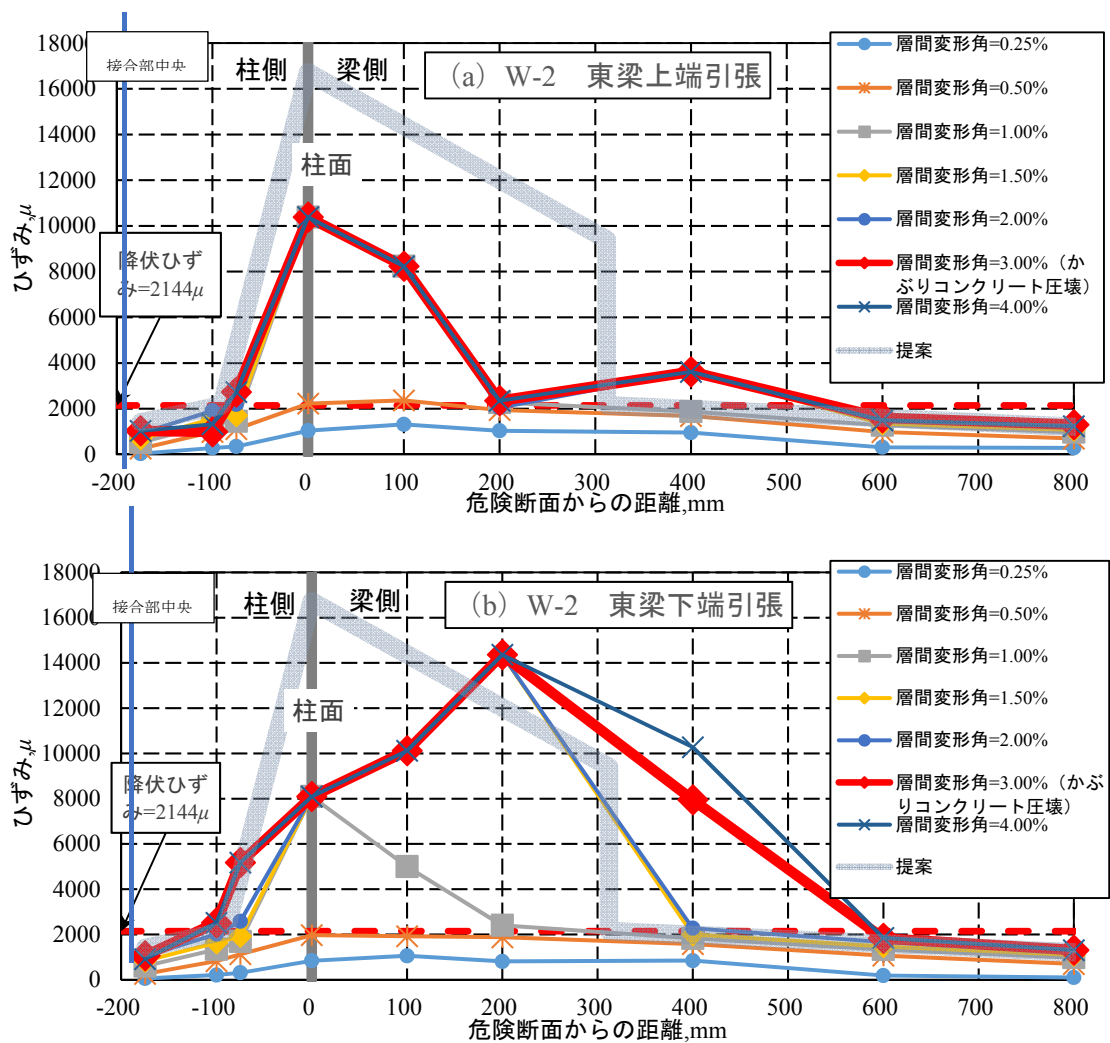


図 4.11 試験体 W-2 の梁主筋のひずみ分布（直接測定した結果）

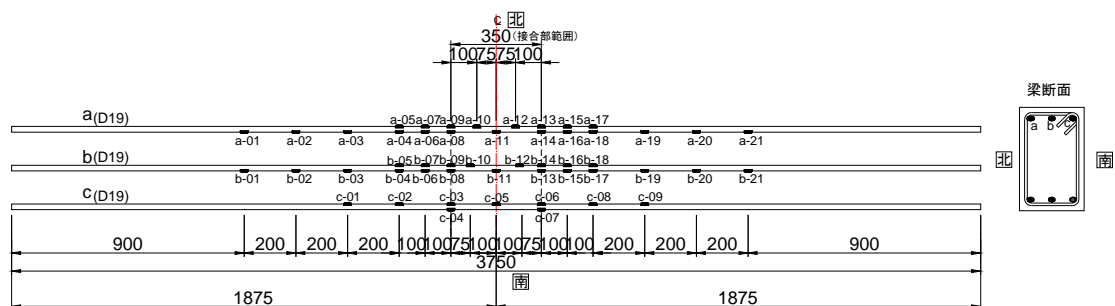


図 4.12 梁上端筋のひずみゲージ設置図

第5章 結論

5.1 研究の結論

本研究の目的は、鉄筋コンクリート骨組内の梁部材において梁端部のかぶりコンクリートが圧壊する時の変形性能を精度よく評価することである。そのために、梁主筋の降伏強度を変数としたRC十字形部分架構の水平載荷実験を行った。既往の試験体³⁾⁴⁾を含めて、梁部材角を、梁ヒンジ領域のせん断変形角、柱梁接合部中央での梁主筋滑りに起因する回転角、柱梁接合部の中央から梁ヒンジ領域における梁主筋の総伸び量が危険断面位置に集中すると仮定したときにこれによるひび割れ開口によって生じる回転角、および梁の非ヒンジ域の弾性曲げ変形角の4つの変形成分に分解し、主筋降伏からかぶりコンクリート圧壊までの各変形成分の推移を求めた。検討した4体の試験体では柱梁接合部の中央から梁ヒンジ域における梁主筋の総伸び量に起因する回転角が梁たわみの35%～67%と最も多くの変形を占めた。柱梁接合部中央での梁主筋滑りに起因する回転角はかぶりコンクリート圧壊時には、付着指標 B_f が小さく接合部内梁主筋の付着が良好な場合には梁たわみに占める割合は0～5%、付着指標 B_f が大きく付着劣化が生じる場合には17%～35%と大きく変化した。シアスパン比が大きい梁ではその非ヒンジ域の弾性曲げ変形角が全変形の34%～38%を占めた。

かぶりコンクリート圧壊時の梁部材角を上記の4つの変形成分の和として推定するため、鈴木・北山の提案²⁾に基づいて、柱梁接合部中央での梁主筋の滑り量を定量化する手法と接合部内梁主筋のひずみ分布を提案した。今回は6体の試験体を対象として提案手法の精度の検証を行った。そのうち、4体の試験体の平均精度はほぼ良好であった。ただし、高強度梁主筋を有する梁の部材角の計算値は実験値を平均40%過大評価し、柱梁接合部内において梁主筋の付着が良好な場合の梁部材角の計算値は実験値を平均35%過小評価した。これは柱梁接合部の中央から梁ヒンジ域における梁主筋の総伸び量に起因する回転角の評価が不十分であったためであり、さらなる検討が必要である。

5.2 今後の課題と展望

高強度梁主筋を用いた試験体 H-1 の梁部材角の計算値は実験値を平均 40% 過大評価した。接合部内での梁主筋付着が良好だった試験体 W-2 の梁部材角計算値は実験値を平均 35% 過小評価した。この原因として、柱梁接合部内および梁部材ヒンジ域での塑性回転角は問題点と考える。

上記の塑性回転角の中で、梁部材ヒンジ域における塑性回転角の評価が不十分であったと考える。この問題を (A) かぶりコンクリート圧壊時梁部材のヒンジ域長さ l_p の評価、および (B) かぶりコンクリート圧壊時梁部材のヒンジ域における梁主筋のひずみ分布の形の提案の二つ問題に分解する。

(A) 部分について、Park et al.の研究⁹⁾から、式 (5.1) を提案した。Paulay と Priestley の研究¹⁰⁾から、式 (5.2) を提案した。

$$l_p = 0.08L + 6d_b \quad (5.1)$$

$$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \quad (5.2)$$

ここで、 l_p :部材ヒンジ域長さ (mm)、 L :せん断スパン (mm)、 d_b :主筋径 (mm)、 f_y :主筋降伏応力 (MPa) である。

上記の二つ提案式は、主筋径が大きいほど、または主筋が強いほど、梁部材のヒンジ域長さが長くなると考える。試験体 H-1、W-2 の実験結果は矛盾となった。そこで、上記の二つの提案式は試験体 H-1、W-2 の実験結果を正確な評価をできなかったと考える。今後、再検討の必要があると考える。

(B) 部分について、かぶりコンクリート圧壊時の梁部材ヒンジ域での梁主筋ひずみ分布の形を再検討する必要がある。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説、2004年
- 2) 鈴木清久、北山和宏：鉄筋コンクリート骨組における梁部材の主筋降伏以降の変形性能評価、コンクリート工学論文集、Vol.35、No.2、2013年、pp.199-204
- 3) 鈴木清久、北山和宏、王磊：梁主筋の付着性状に着目した鉄筋コンクリート梁の各種限界変形性能に関する研究、コンクリート工学論文集、Vol.34、No.20、2012年、pp.235-240
- 4) 王磊、北山和宏、見波進：RC 十字形部分架構内の梁部材の耐震性能評価に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2 構造Ⅱ、2011年8月、pp.425-426
- 5) 姜柱、北山和宏：RC 骨組内の柱・梁接合部の入力せん断力と梁通し筋の付着に関する研究、日本建築学会構造工学論文集、Vol.42B、1996年3月、pp.169-179.
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999年
- 7) 平石久廣：耐震壁のせん断変形と曲げ変形の算定方法、日本建築学会論文報告集、No.333、1983年11月、pp.55-62
- 8) 楠原文雄、塩原等：鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の終局モーメント算定法、日本建築学会構造系論文集、第75巻、第657号、2010年11月、pp.2027-2035
- 9) Park,R; Priestley,M.J.N.;and Gill,W.D,“Ductility of Square Confined Concrete Columns”*Journal of Structural Division*,ASCE,V.108,No.ST4,1982,pp.929-950
- 10) Paulay,T., and Priestley,M.J.N.,*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons,New York,1992,767pp

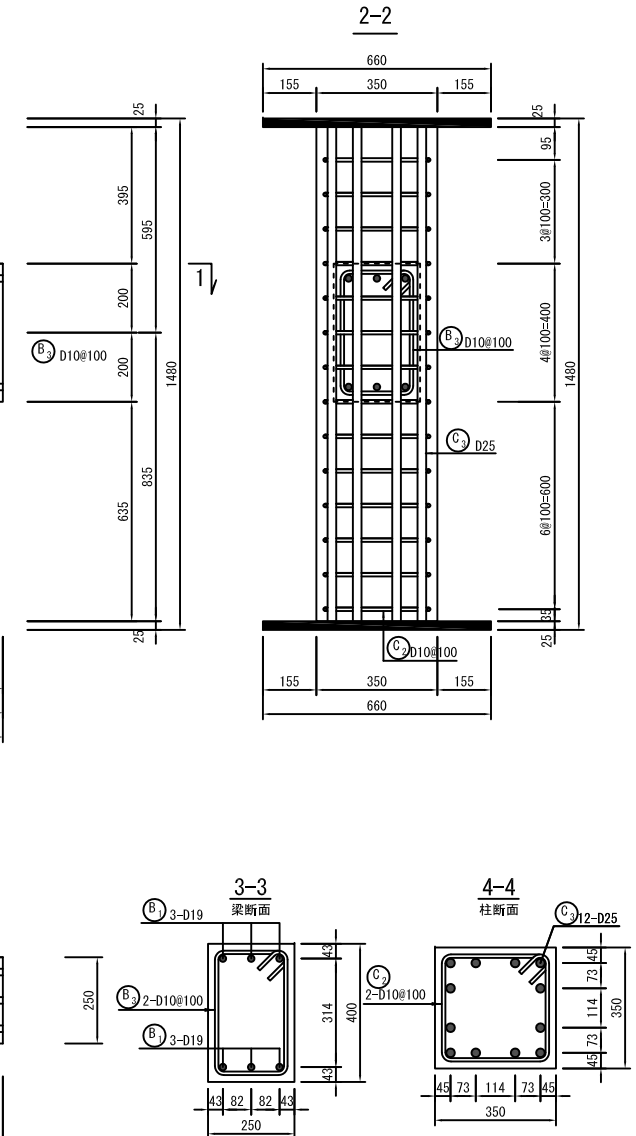
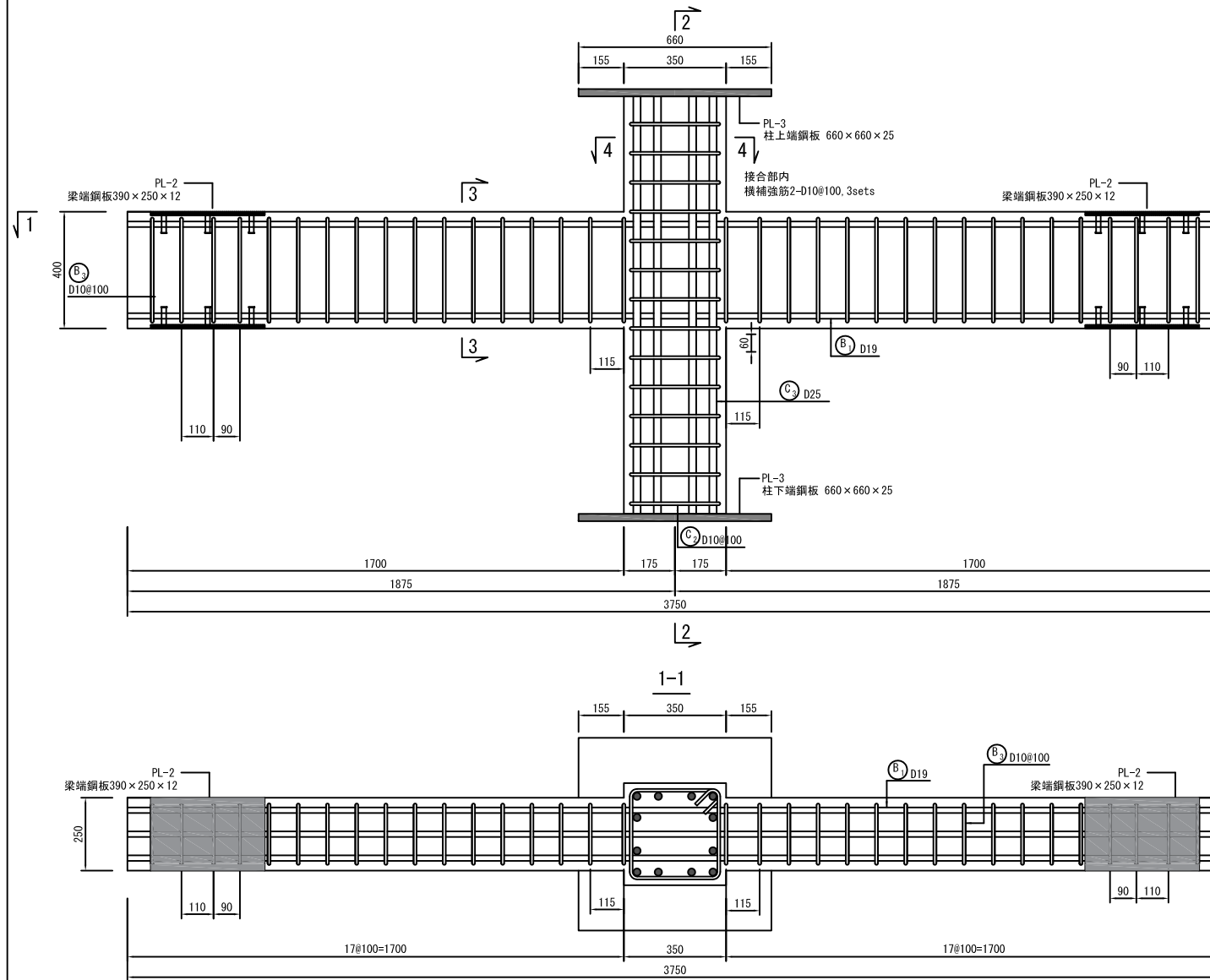
試験体名		H1	H2
試験体形状		十字形	
梁	コンクリート強度 (N/mm ²)	55	
	断面 (mm ²)	D*b=400*250	
	主筋	上下共3-D19 (USD590B)	上下共3-D19 (SD295A)
	あばら筋	D10@100 (SD345)	
柱	コンクリート強度 (N/mm ²)	55	
	断面 (mm ²)	D*b=350*350	
	主筋	12-D25 (SD490)	12-D22 (SD345)
	帯筋	D10@100 (SD345)	

コンクリート	
55N/mm ² (実験時発現強度)	
粗骨材最大径13mm	

鉄筋	
せん断補強筋	D10 (SD345)
H-1梁主筋	D19 (USD590B)
H-2梁主筋	D19 (SD295A)
H-1柱主筋	D25 (SD490)
H-2柱主筋	D22 (SD345)

試験体について何があれば
首都大学東京 北山研究室 M2 胡 文靖 (コ ブンセイ)
電話番号: 080-2595-1388
E-mail: wenjinghu61@yahoo.com
まで連絡をお願い致します。

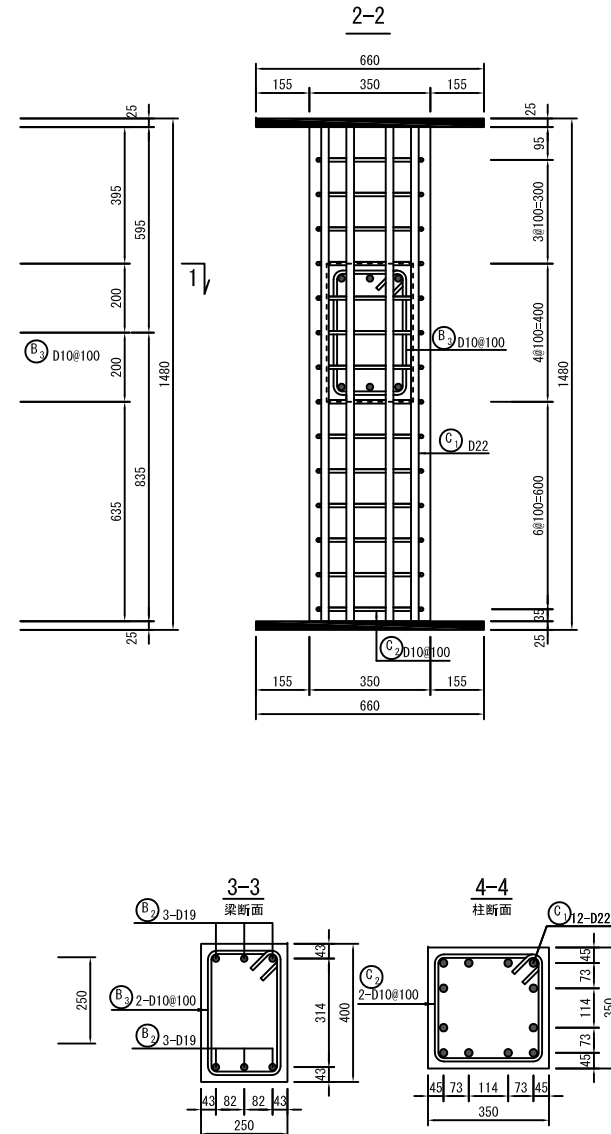
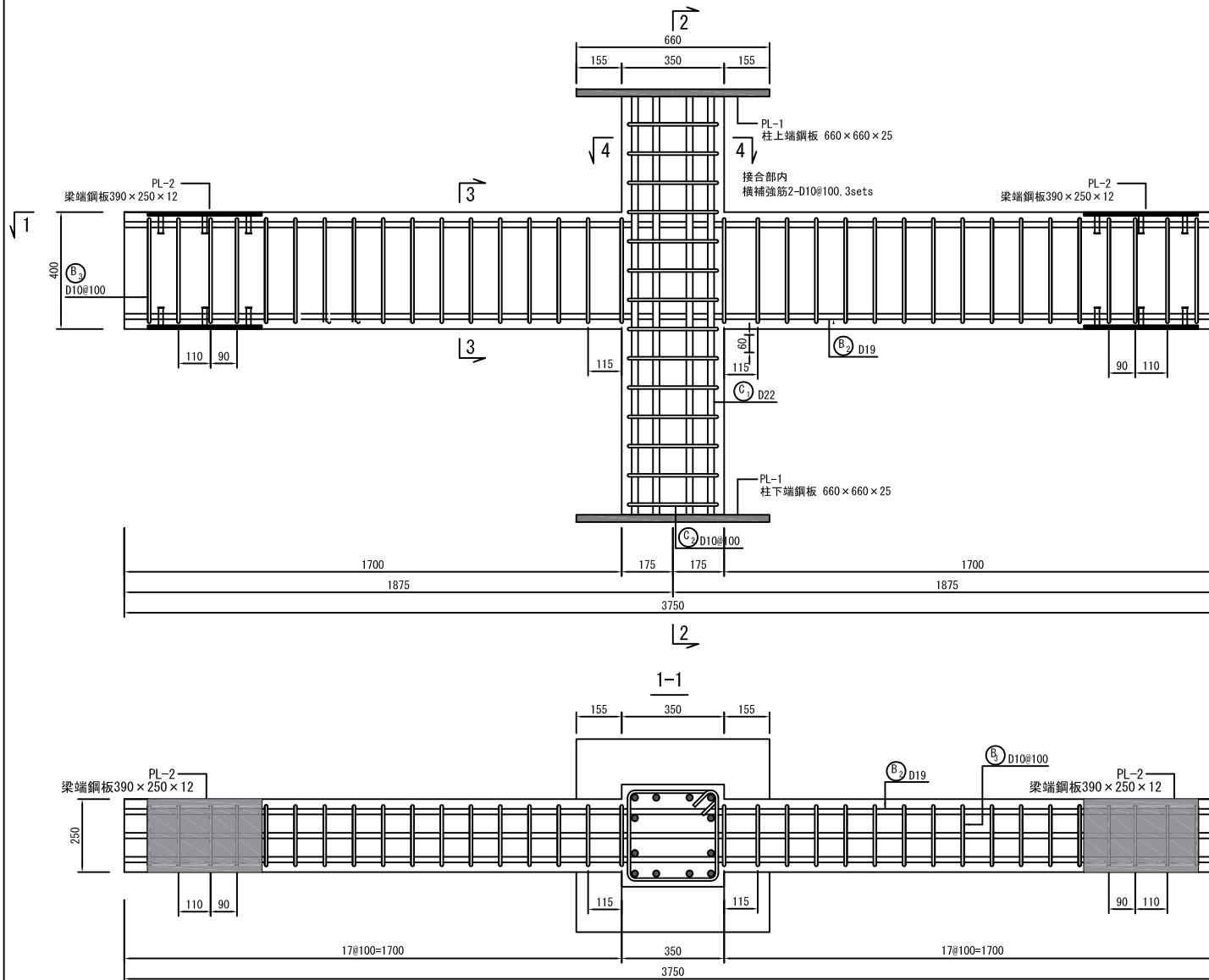
試験体H1 配筋図



- ・ 柱 柱主筋: 12-D25 (SD490) ・ 梁 梁主筋 上端: 3-D19 (USD590B) ・ コンクリート圧縮強度: 55N/mm²
- ・ フープ: 2-D10@100 (SD345) 梁主筋 下端: 3-D19 (USD590B)
- ・ 接合部補強筋: 2-D10@100 (SD345) 3sets スターラップ: 2-D10@100 (SD345)

設計月日	2018年10月30日	図面名称	試験体H1配筋図
首都大学東京 都市環境科学研究科 建築学域 北山研究室			

試験体H2配筋図



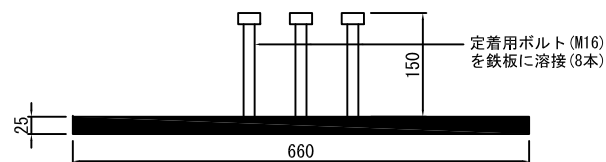
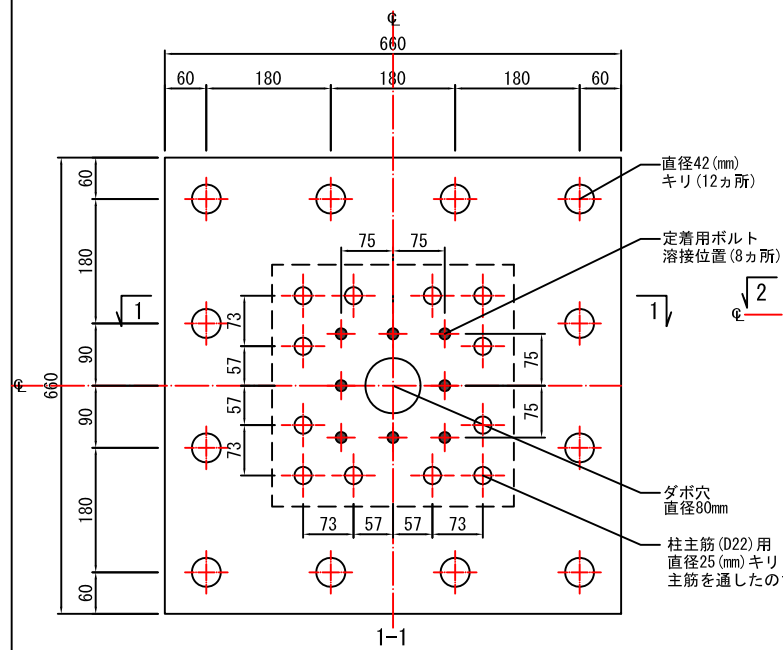
- ・柱 柱主筋:12-D22(SD345) ・梁 梁主筋 上端:3-D19(SD295A) ・コンクリート圧縮強度: 55N/mm²
 フープ:2-D10@100(SD345) 梁主筋 下端:3-D19(SD295A)
 ・接合部 補強筋:2-D10@100(SD345) 3sets スターラップ:2-D10@100(SD345)

設 計 月 日	2018年10月30日	図 面 名 称	試験体H2配筋図
---------	-------------	---------	----------

首都大学東京 都市環境科学研究科 建築学域 北山研究室

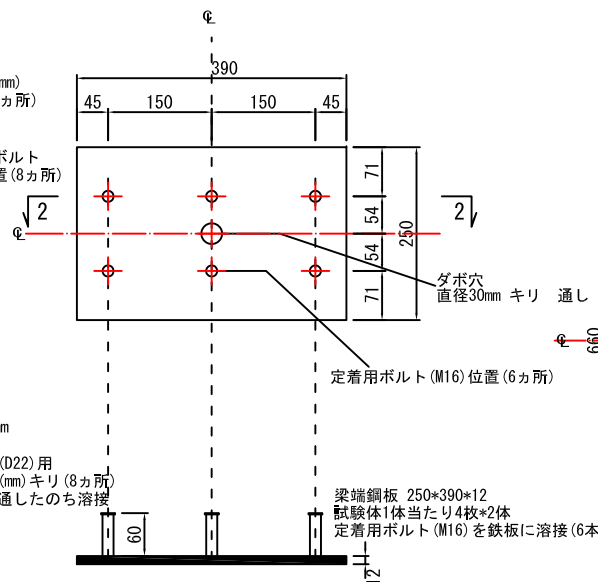
H-2用 2枚

PL-1
柱上下端銅板



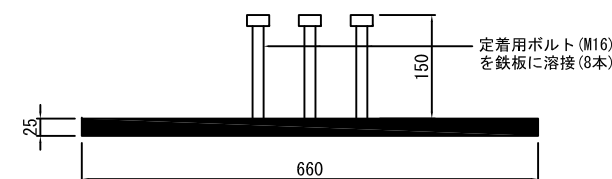
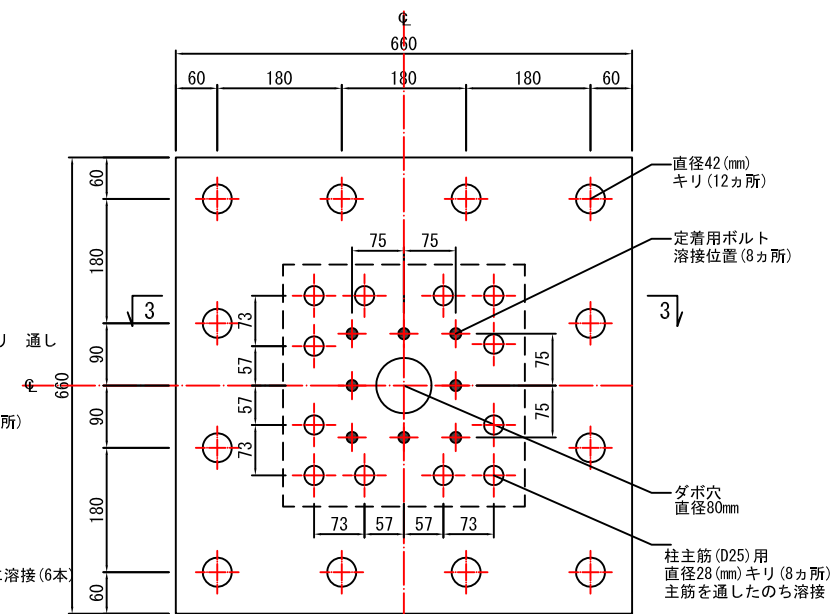
共通 8枚

PL-2
梁端銅板



H-1用 2枚

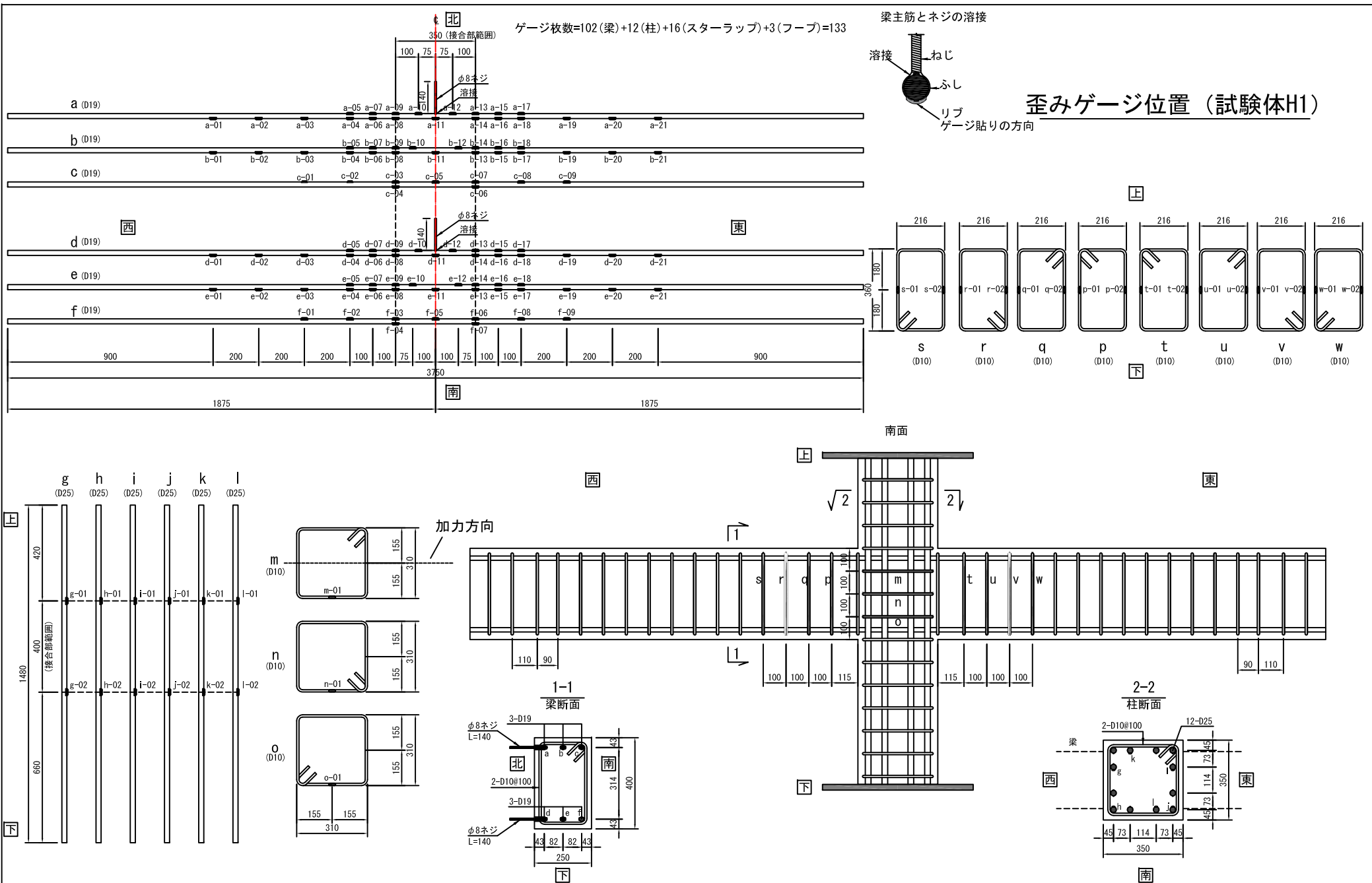
PL-3
柱上下端銅板



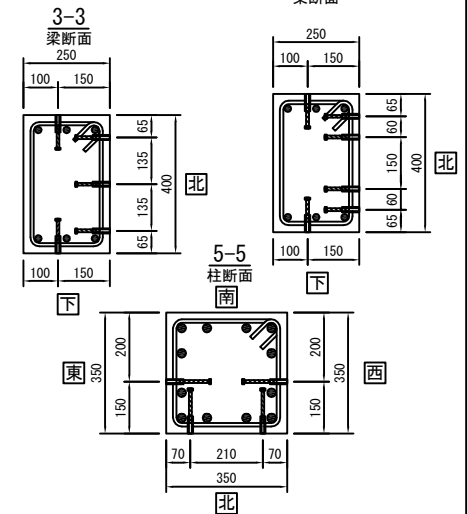
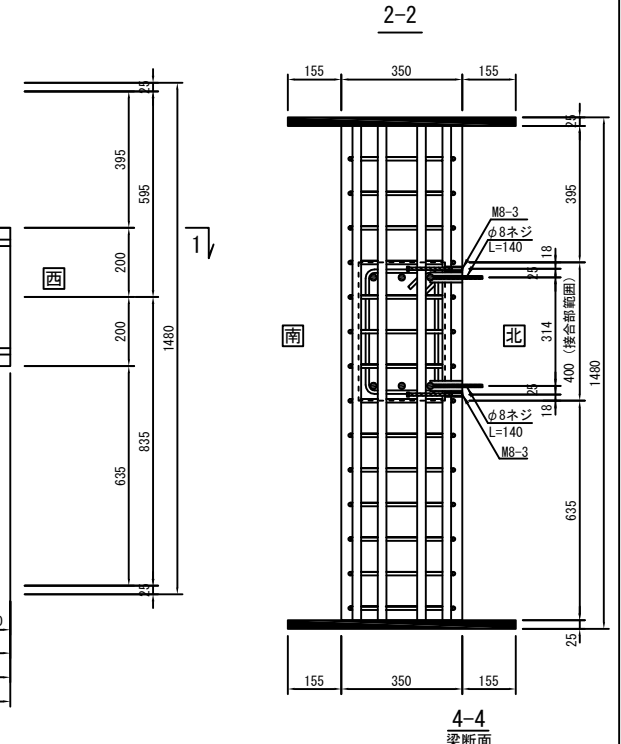
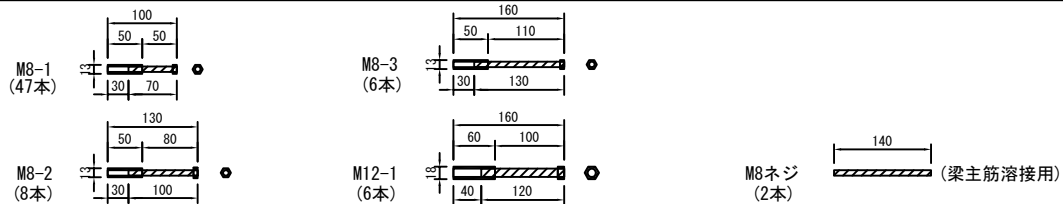
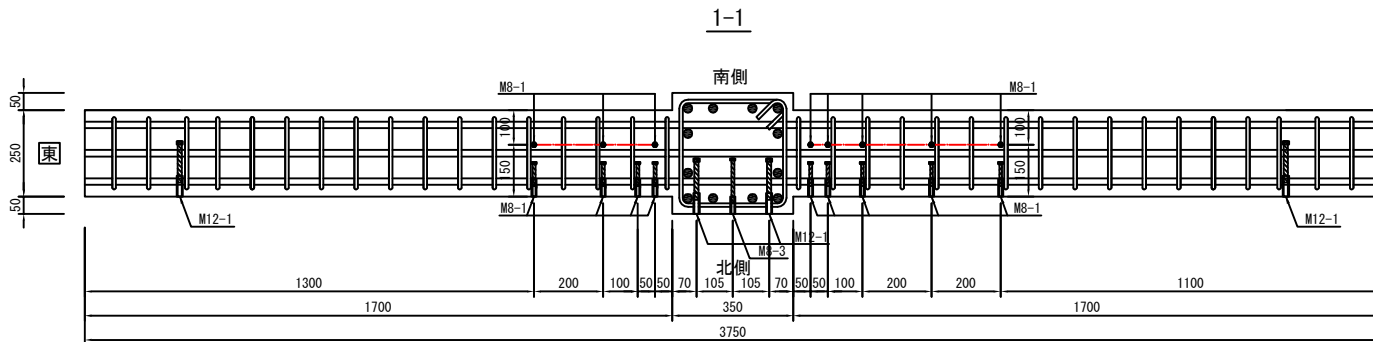
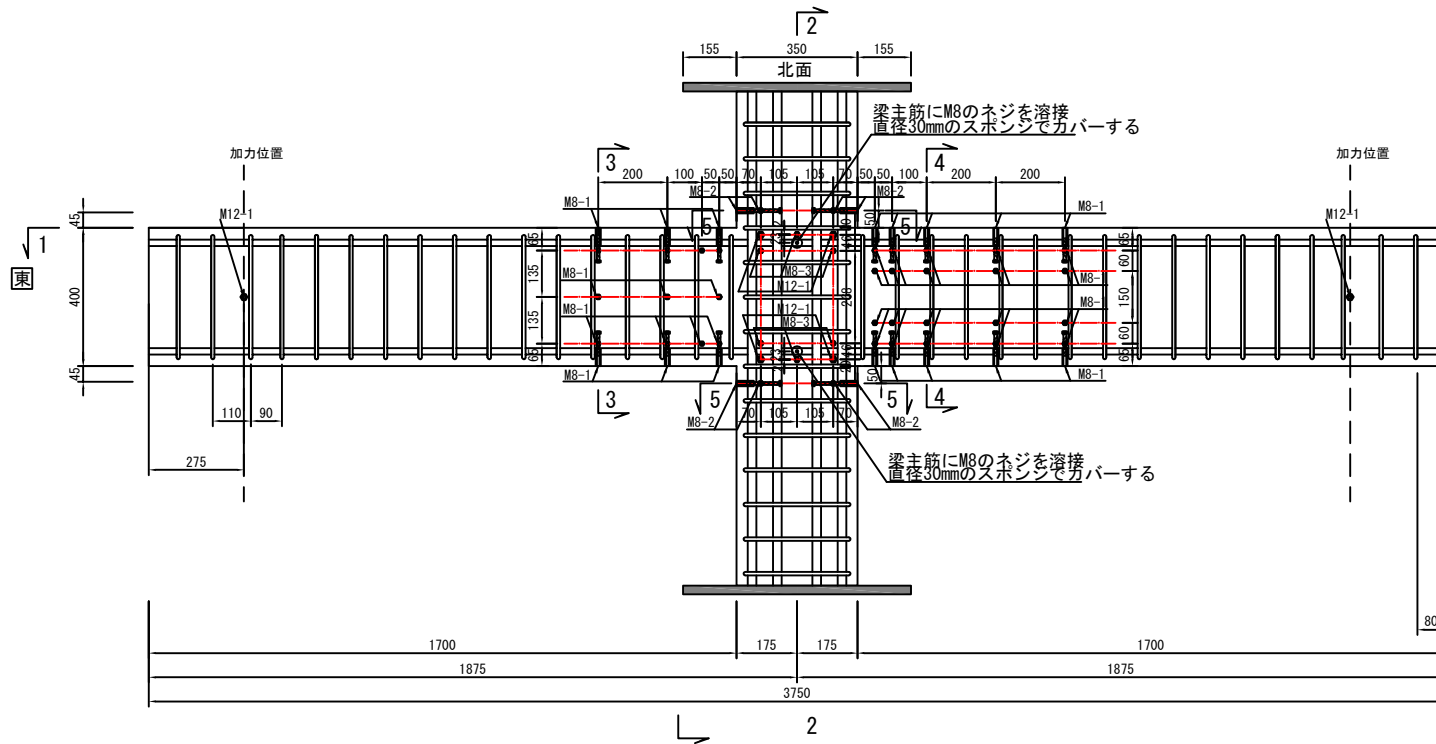
- 鉄板強度：SS400
- PL-1：試験体H2用, 2枚 PL-3：試験体H1用, 2枚
- PL-2：試験体H1, H2用, 8枚

設計月日 2018年10月30日 図面名称 PL-1、PL-2 詳細図

首都大学東京 都市環境科学研究科 建築学域 北山研究室



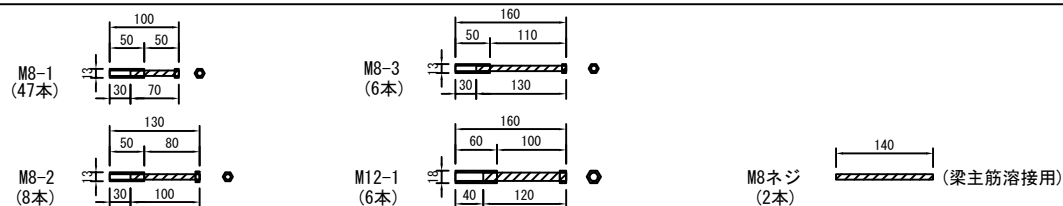
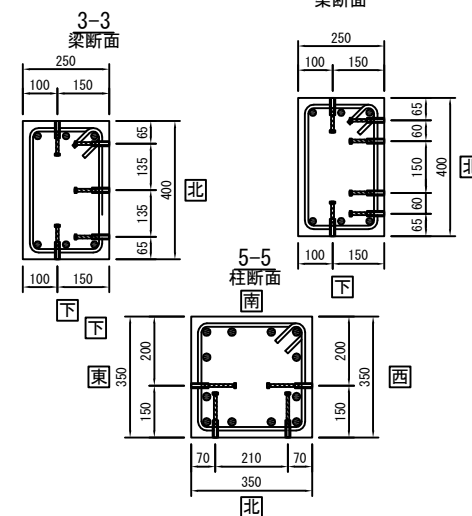
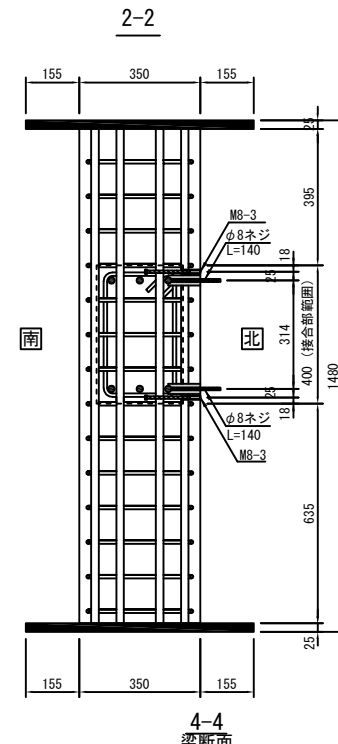
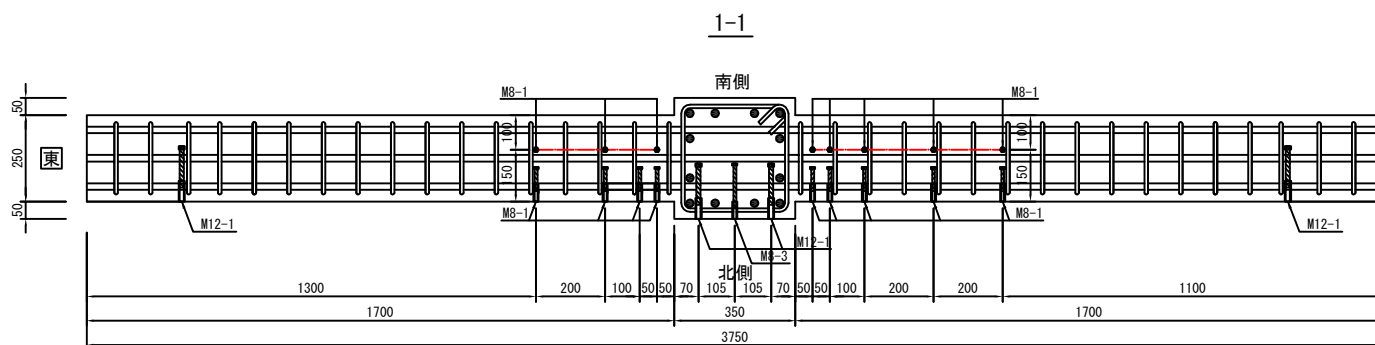
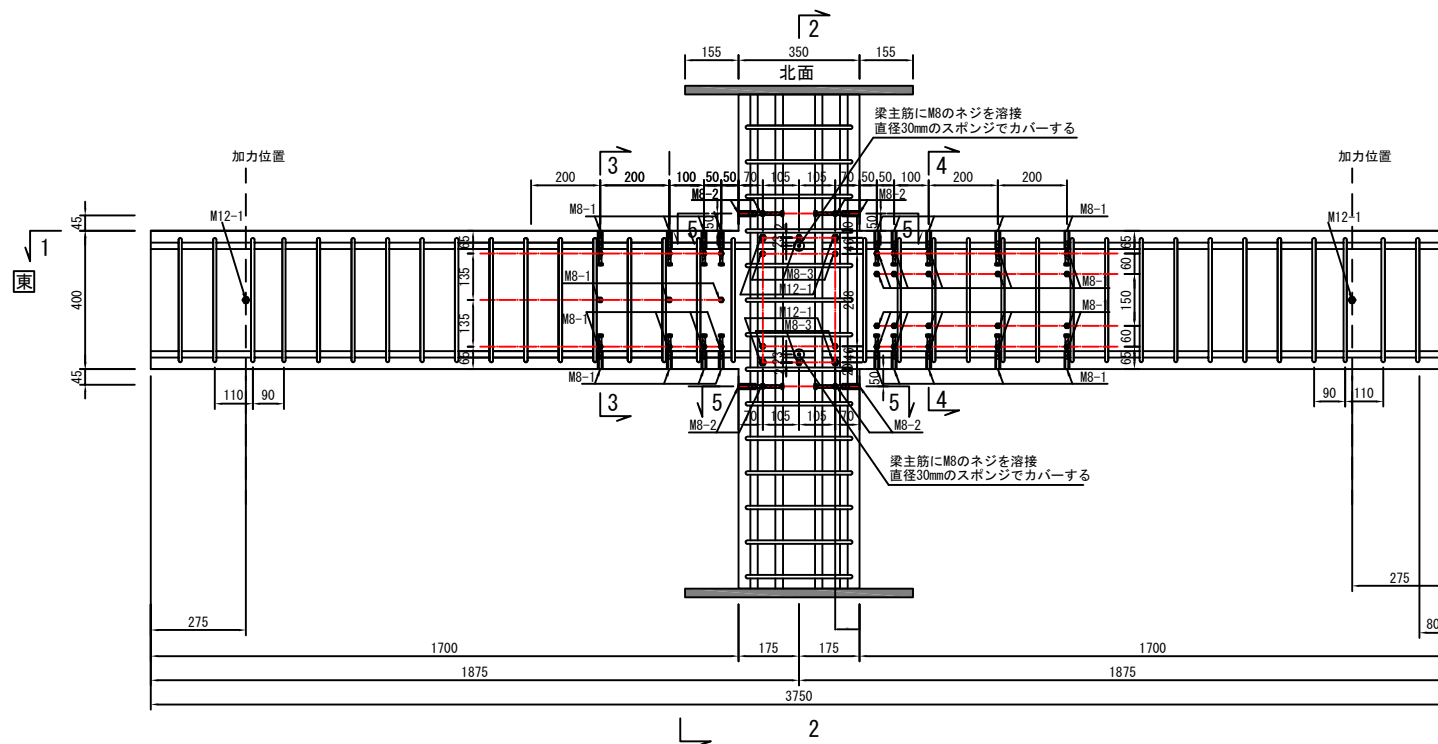
試験体H1埋め込みナット・ネジ



設 計 月 日	2010年10月30日	図 面 名 称	試験体H1埋め込みナット・ネジ
---------	-------------	---------	-----------------

首都大学東京 都市環境科学研究科 建築学域 北山研究室

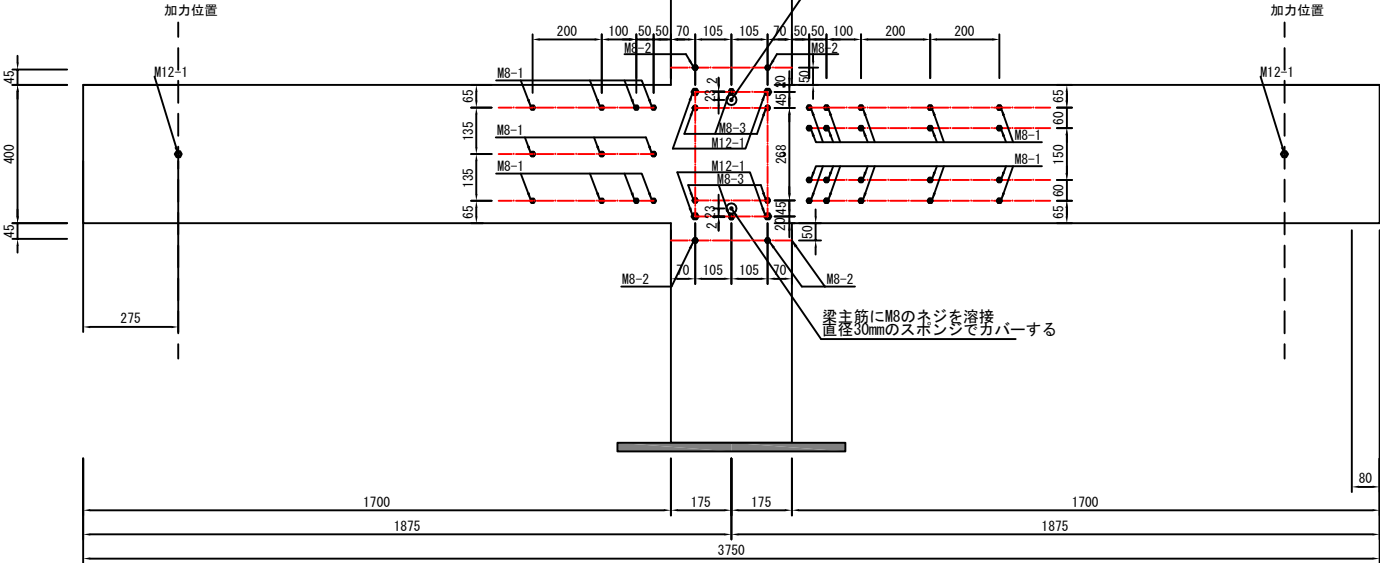
試験体H2埋め込みナット・ネジ



設計月日 2010年10月30日 図面名称 試験体H2埋め込みナット・ネジ

首都大学東京 都市環境科学研究科 建築学域 北山研究室

Diagram of a rectangular field with dimensions 155, 350, and 155. The field is divided into three sections by two vertical lines. The top section is labeled "北面" (North). The bottom section is labeled "南面" (South).



設 計 月 日	2010年10月30日	図 面 名 称	共通埋め込みナット・ネジ(参考用)
首都大学東京 都市環境科学研究科 建築学域 北山研究室			